



Sérgio Miguel Tomazinho Soares

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise da aderência entre varões de aço e elementos de betão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia,
Investigador, FCT/UNL

Co-orientador: Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Doutor Válder José da Guia Lúcio

Arguente: Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco

Vogal: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio de 2020





Sérgio Miguel Tomazinho Soares

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Análise da aderência entre varões de aço e elementos de betão

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia,
Investigador, FCT/UNL

Co-orientador: Doutor Carlos Manuel Chastre Rodrigues,
Professor Associado, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Doutor Válder José da Guia Lúcio

Arguente: Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco

Vogal: Doutor Hugo Emanuel Charrinho da Costa Biscaia



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Maio de 2020

Análise da aderência entre varões de aço e elementos de betão

Copyright © Sérgio Miguel Tomazinho Soares, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Ao meu orientador, o Professor Hugo Biscaia pelo constante acompanhamento, dedicação, incentivo, conhecimentos transmitidos e total disponibilidade no esclarecimento de dúvidas, expresso desde já a minha profunda gratidão.

Ao meu co-orientador, o Professor Carlos Chastre pela disponibilidade e conhecimento transmitido.

Ao Mestre Vitor Silva pela ajuda na preparação do processo experimental e pela assistência prestada durante os ensaios.

Aos técnicos do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Dr. Jorge Silvério e Sr. José Gaspar, pela ajuda prestada durante a realização dos ensaios experimentais.

Às empresas e entidades que ajudaram na realização da parte experimental, e em especial à Sonangil - Construção Civil e Obras Públicas, S.A pelo fornecimento e oferta do betão.

Finalmente, à minha família e amigos, por todo o apoio e compreensão durante a realização da dissertação, em especial ao meu pai pela ajuda durante a montagem dos provetes experimentais e revisão da escrita da presente dissertação.

Resumo

Actualmente, os edifícios de betão armado representam uma grande parte do edificado mundial. Desta forma, existe a necessidade de compreender melhor a interface de ligação entre o betão e o aço tendo em vista a melhoria da segurança dos edifícios, especialmente em zonas sísmicas, e possivelmente a optimização da quantidade de armadura usada.

A presente dissertação tem como objectivo o estudo da força transmitida a varões de aço nervurados embebidos em betão bem como a análise das tensões de aderência e do deslocamento na interface da ligação entre os varões de aço nervurado e o betão quando o varão de aço é traccionado. Para isso, conceberam-se trinta e três provetes tendo-se recorrido a três diâmetros de varão nervurado e quatro comprimentos de amarração diferentes por diâmetro de varão. Os provetes foram, *a posteriori*, ensaiados segundo um esquema de ensaio de arrancamento vulgarmente designado na literatura por ensaio de *pull-out*. Quanto aos comprimentos de amarração usados, importa referir que, o segundo comprimento mais curto corresponde ao comprimento de amarração calculado de acordo com as recomendações do Model Code em vigor, sendo assim possível verificar se as recomendações deste documento vão de encontro ao obtido experimentalmente. Estes ensaios permitiram também estudar a influência do diâmetro do varão e do comprimento de amarração na tensão de aderência.

Através dos resultados obtidos na campanha experimental conclui-se que a relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code apresenta algumas incoerências, especialmente na distinção entre o comportamento global e local, isto é, entre o comportamento força-deslocamento e tensão de aderência-escorregamento, respectivamente. Assim, com base nestes resultados, propõe-se neste trabalho uma nova relação tensão de aderência local-escorregamento que embora sendo simplificada, quando usada na modelação numérica dos ensaios experimentais conduz a resultados numéricos muito semelhantes aos determinados experimentalmente. Os resultados numéricos demonstram ainda que a relação local tensão de aderência-escorregamento proposta é a única que consegue simular e distinguir claramente o comportamento local e global, independentemente do comprimento de amarração adoptado.

Palavras-chave: Ligação aço-betão; Varão de aço nervurado; Betão; Análise experimental; Lei local de aderência; Modelação com elementos finitos.

Abstract

Nowadays, most buildings are made of concrete and therefore it is crucial to clearly understand the interface between ribbed steel rebars and concrete, in order to increase the level of safety, especially in seismic areas, and possibly optimize the quantity of steel needed.

The objective of the present work is to study the bond stress, transmitted force and slip in the interface between concrete and steel rebars. So, with this purpose thirty-three specimens were created, with three rebar diameters and four different embedded lengths, which were subjected to pull-out tests. The used embedded lengths were based on the anchorage lengths recommended by Model Code, in order to verify if these recommendations could be verified experimentally. The results from the pull-out tests also allowed to study the influence of rebar diameter and embedded length on the bond stress.

The experimental results lead to the conclusion that the bond-slip relationship recommended by Model Code shows some incoherencies, especially in the distinction between the local and global behavior. Therefore, from the experimental results a new bond-slip relationship is proposed, that even though very simple, when applied in finite element modeling leads to results very similar to those obtained experimentally. The numerical results revealed that the proposed bond-slip relationship is the only one capable of simulate and clearly distinguish between the local and global behaviors for any given embedded length.

Keywords: Steel-concrete interface; Ribbed steel rebar; Concrete; Experimental analysis; Local bond-slip curve; Finite element modeling.

Índice de texto

Agradecimentos.....	I
Resumo	III
Abstract.....	V
Índice de texto	VII
Índice de figuras	XI
Índice de tabelas	XVII
Simbologia	XIX
1. Introdução	1
1.1. Considerações Gerais	1
1.2. Objectivos	2
1.3. Organização da dissertação	3
2. Estado da arte	5
2.1. Aderência aço-betão	5
2.1.1. Introdução	5
2.1.2. Mecanismos de aderência.....	7
2.1.3. Factores que influenciam a aderência	10
2.1.4. Modos de rotura.....	21
2.1.5. Tensões ao longo da ancoragem	23
2.2. Ensaio para quantificar a aderência	26
2.3. Aderência nas normas.....	28
2.3.1. Eurocódigo 2.....	28
2.3.2. Model Code 2010	31
3. Programa experimental	37
3.1. Introdução	37
3.2. Características dos provetes	37
3.2.1. Materiais usados nos provetes	37
3.2.2. Dimensões dos provetes	38

3.2.3.	Comprimento de amarração dos varões	38
3.2.4.	Designação dos provetes	40
3.2.5.	Esquematização dos provetes	41
3.3.	Descrição do sistema de ensaio.....	43
3.4.	Preparação dos provetes	46
3.5.	Caracterização dos materiais	48
3.5.1.	Aço nervurado	48
3.5.2.	Betão	52
3.6.	Execução dos ensaios <i>pull-out</i>	55
4.	Apresentação e análise de resultados	57
4.1.	Introdução	57
4.2.	Cargas últimas e modos de rotura	57
4.3.	Relação força-deslocamento.....	60
4.4.	Determinação da relação tensão de aderência-eskorregamento segundo o Model Code [4] 62	
4.5.	Determinação da relação tensão de aderência local-eskorregamento.....	64
4.5.1.	Relação tensão de aderência local-eskorregamento	64
4.5.2.	Determinação da tensão de aderência local $\tau_{máx}$	65
4.5.3.	Determinação da tensão de aderência local τ_{res}	68
4.5.4.	Determinação do eskorregamento $\delta 1$	69
4.5.5.	Relação tensão de aderência local-eskorregamento experimental	70
4.6.	Influência do comprimento de amarração	71
4.7.	Influência do diâmetro do varão nervurado na tensão de aderência local	73
5.	Modelação com elementos finitos	75
5.1.	Introdução	75
5.2.	Descrição dos modelos numéricos	75
5.3.	Modelação dos provetes	77
5.3.1.	Relação força-deslocamento	77
5.3.2.	Extensões principais máximas no bloco de betão e distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de amarração	80

5.4.	Estudo paramétrico	85
5.4.1.	Influência da tensão de cedência do aço	85
5.4.2.	Influência da classe de resistência do betão.....	86
5.4.3.	Influência do diâmetro do varão	87
5.4.4.	Influência do comprimento de amarração	88
5.4.5.	Influência da variação do factor α	89
6.	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	91
6.1.	Conclusões	91
6.2.	Desenvolvimentos futuros	93
7.	Bibliografia.....	95

Índice de figuras

Figura 2.1 – Exemplo de uma curva típica da relação tensão de aderência-escorregamento local, adaptado de [8, 9].	7
Figura 2.2 – Curva tensão de aderência-escorregamento e fases que separam o comportamento da aderência aço-betão, adaptado de [12, 13].	8
Figura 2.3 - Representação esquemática da aderência química ou adesão, adaptado de [6]	9
Figura 2.4 - Representação esquemática da aderência por atrito, adaptado de [6].	9
Figura 2.5 - Representação esquemática da ancoragem mecânica, adaptado de [6].	10
Figura 2.6 - Esquematização dos parâmetros usados para o cálculo da área relativa das nervuras (f_R) segundo o Bulletin 10 da FIB, adaptado de [12].	13
Figura 2.7 - Esquematização dos parâmetros usados para o cálculo da área relativa das nervuras (f_R) segundo as especificações do LNEC, adaptado de [22].	13
Figura 2.8 - Influência da pressão transversal na tensão de aderência, adaptado de [9].	15
Figura 2.9 - Esquema da formação de vazios e poros na zona inferior dos varões horizontais devido à segregação, adaptado de [14].	15
Figura 2.10 - Comparação de resultados de ensaios de arrancamento variando a posição da betonagem, adaptado de [14] segundo [24].	16
Figura 2.11 - Modelo analítico proposto por Eligehausen [9] para a relação tensão de aderência-escorregamento para betão confinado sujeito a cargas cíclicas, adaptado de [9].	17
Figura 2.12 - Influência da velocidade de aplicação de carga na tensão de aderência, adaptado de [9].	18
Figura 2.13 – Influência da temperatura na relação tensão de aderência-escorregamento com varões nervurados, adaptado de [34].	19
Figura 2.14 - Degradação da aderência em varões lisos e nervurados com a temperatura, adaptado de [35] citado por [34].	19
Figura 2.15 - Representação esquemática da diferença entre a rugosidade superficial de aço com corrosão e aço recém laminado, adaptado de [24] citado por [14].	20
Figura 2.16 - Relação entre a força de aderência máxima e diferentes níveis de corrosão, adaptado de [37].	20
Figura 2.17 - Modos de rotura da aderência: (a) <i>pull-out</i> ; (b) <i>pull-out</i> induzido por <i>splitting</i> com esmagamento e/ou corte do betão na zona inferior das nervuras; (c) <i>splitting</i> , adaptado de [12].	21

Figura 2.18 - Propagação das fendas de <i>splitting</i> numa ancoragem: (a) início; (b) fase intermédia; (c) propagação completa, adaptado de [38] citado por [12].	22
Figura 2.19 - Rotura por arrancamento do cone de betão, adaptado de [39].	23
Figura 2.20 - Rotura por plastificação da armadura, adaptado de [39].	23
Figura 2.21 - Tensões na ancoragem antes e após a fendilhação do betão, adaptado de [40].	24
Figura 2.22 - Tensões na ancoragem após a fendilhação do betão, adaptado de [40].	25
Figura 2.23 - Representação esquemática da fissuração secundária entre as fendas principais no betão, adaptado de [41] citado por [14].	25
Figura 2.24 - Curva da tensão de aderência no início da tracção no ensaio de <i>pull-out</i> , adaptado de [42] citado por [43].	26
Figura 2.25 - Curva da tensão de aderência, com mobilização de todo o comprimento de amarração no ensaio de <i>pull-out</i> , adaptado de [42] citado por [43].	26
Figura 2.26 - Representação esquemática do ensaio <i>pull-out</i> , segundo a norma EN 10080 [45].	27
Figura 2.27 - Representação esquemática do ensaio de viga (<i>beam test</i>), segundo a norma EN 10080 [45].	28
Figura 2.28 - Representação da influência da direcção de betonagem e da posição da armadura nas condições de aderência, segundo o EC 2 [10].	29
Figura 2.29 - Valores de c_d para vigas e lajes, segundo o Eurocódigo 2 [10].	30
Figura 2.30 - Tipos de amarração para além da de prolongamento recto, segundo o Eurocódigo 2 [10].	31
Figura 2.31 - Relação analítica tensão de aderência-escorregamento (τ - δ), para carregamentos monotónicos, segundo o Model Code 2010 [4].	32
Figura 2.32 - Notação para o cálculo de α_2 , segundo o Model Code 2010 [4].	34
Figura 2.33 - Esquema para o cálculo de α_2 com ganchos e laços, segundo o Model Code 2010 [4].	35
Figura 3.1 - Esquema dos provetes com varões $\phi 6$ mm e pormenor do tubo de plástico.	41
Figura 3.2 - Esquema dos provetes com varões $\phi 8$ mm e pormenor do tubo de plástico.	41
Figura 3.3 - Esquema dos provetes com varões $\phi 12$ mm e pormenor do tubo de plástico.	42
Figura 3.4 - Esquematização da vista superior de um provete.	42
Figura 3.5 - Esquematização do sistema de ensaio.	43
Figura 3.6 - Fotografia do sistema de ensaio.	44
Figura 3.7 - Pormenor da instrumentação usada para medir os deslocamentos do varão.	44

Figura 3.8 - Exemplo da cofragem para uma série de provetes com o mesmo diâmetro de varão.	46
Figura 3.9 - (a) Posicionamento do varão e do tubo de plástico no provete P- ϕ 12-170-1; (b) Pormenor da selagem das extremidades do tubo de plástico com silicone.	47
Figura 3.10 - Fotografia das três séries de cofragens, uma para cada diâmetro, com o varão e o tubo de plástico posicionados e identificação de cada provete.	47
Figura 3.11 - Fotografia dos provetes após a betonagem.	48
Figura 3.12 - Ensaio de tracção para a caracterização do aço.	49
Figura 3.13 - Relação tensão-extensão (σ_s - ϵ_s) do aço dos varões ϕ 6 mm, obtida através dos ensaios experimentais.	50
Figura 3.14 - Relação tensão-extensão (σ_s - ϵ_s) do aço dos varões ϕ 8 mm, obtida através dos ensaios experimentais.	50
Figura 3.15 - Relação tensão-extensão (σ_s - ϵ_s) do aço dos varões ϕ 12 mm, obtida através dos ensaios experimentais.	50
Figura 3.16 - Pormenor das nervuras dos varões: (a) ϕ 6 mm; (b) ϕ 8 mm; (c) ϕ 12 mm.....	52
Figura 3.17 - Moldes dos provetes cúbicos usados para a caracterização das propriedades mecânicas do betão, antes e após a betonagem.	53
Figura 3.18 - Moldes dos provetes cilíndricos usados para a caracterização das propriedades mecânicas do betão, antes e após a betonagem.	53
Figura 4.1 - Tipos de roturas dos provetes nos ensaios de <i>pull-out</i> : (a) - rotura na interface entre o varão nervurado e o bloco de betão do provete P- ϕ 6-40-1 (Tipo I); (b) - cedência do varão de aço seguido da rotura da interface entre o varão de aço e o betão do provete P- ϕ 8-80-2 (Tipo CI); (c) - rotura do varão nervurado no provete P- ϕ 12-220-1 (Tipo R).	58
Figura 4.2 - Exemplo do destacamento de um cone de betão.	60
Figura 4.3 - Gráficos das relações força-deslocamento dos provetes com varão nervurado ϕ 6 mm..	61
Figura 4.4 - Gráficos das relações força-deslocamento dos provetes com varão nervurado ϕ 8 mm..	61
Figura 4.5 - Gráficos das relações força-deslocamento dos provetes com varão nervurado ϕ 12 mm.	62
Figura 4.6 - Comparação entre a relação tensão de aderência-escorregamento proposta pelo Model Code [4] com os ensaios experimentais dos provetes: (a) - varão ϕ 6 mm e $l_a=40$ mm e (b) - varão ϕ 8 mm e $l_a=80$ mm.	63
Figura 4.7 - (a) - Representação esquemática das três fases do comportamento da tensão de aderência local-escorregamento durante o processo de descolamento; (b) - Representação gráfica da relação tensão de aderência local-escorregamento proposta.	65
Figura 4.8 - Condições de equilíbrio de um elemento finito dy	66

Figura 4.9 - Exemplo da aproximação teórica aos dados experimentais extensão-deslocamento (ε - δ) (e.g. P- ϕ 6-240-2), de modo a obter a tensão de aderência local máxima ($\tau_{\text{máx}}$).	68
Figura 4.10 - Relação tensão de aderência local-escorregamento proposta, usando os resultados obtidos experimentalmente.	71
Figura 4.11 - Influência do comprimento de amarração na resistência dos provetes no ensaio de <i>pull-out</i>	71
Figura 4.12 - Influência do comprimento de amarração na: (a) - tensão de aderência local máxima; (b) tensão de aderência média.	73
Figura 4.13 - Influência do diâmetro do varão nervurado na tensão de aderência local.	73
Figura 5.1 - Exemplo de um modelo numérico e respectivas componentes geométricas.	77
Figura 5.2 - Relações força-deslocamento obtidas através do <i>software</i> ATENA e dos resultados experimentais, para os provetes com varão ϕ 6 mm.	78
Figura 5.3 - Relações força-deslocamento obtidas através do <i>software</i> ATENA e dos resultados experimentais, para os provetes com varão ϕ 8 mm.	79
Figura 5.4 - Relações força-deslocamento obtidas através do <i>software</i> ATENA e dos resultados experimentais, para os provetes com varão ϕ 12 mm.	79
Figura 5.5 - Distribuição das extensões principais máximas no bloco de betão nos modelos que simularam os provetes P- ϕ 8-80-1, P- ϕ 8-80-2 e P- ϕ 8-80-3 usando: (a) a relação tensão de aderência local-escorregamento proposta; (b) a relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4].	80
Figura 5.6 - Distribuição das extensões principais máximas no bloco de betão nos modelos que simularam os provetes P- ϕ 8-280-1, P- ϕ 8-280-2 e P- ϕ 8-280-3 usando: (a) a relação tensão de aderência local-escorregamento proposta; (b) a relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4].	81
Figura 5.7 - Evolução das tensões de aderência ao longo do varão de aço dos modelos que simularam os provetes P- ϕ 8-80-1, P- ϕ 8-80-2 e P- ϕ 8-80-3, usando a relação tensão de aderência-escorregamento proposta e a recomendada pelo Model Code [4].	83
Figura 5.8 - Evolução das tensões de aderência ao longo do varão de aço dos modelos que simularam os provetes P- ϕ 8-280-1, P- ϕ 8-280-2 e P- ϕ 8-280-3, usando a relação tensão de aderência-escorregamento proposta e a recomendada pelo Model Code [4].	84
Figura 5.9 - Influência da variação da tensão de cedência do aço na relação força-deslocamento (P- δ).	86
Figura 5.10 - Influência da variação da classe de resistência do betão na relação força-deslocamento (P- δ).	87

Figura 5.11 - Influência da variação do diâmetro do varão na relação força-deslocamento ($P-\delta_0$).	88
Figura 5.12 - Influência da variação do comprimento de amarração na relação força-deslocamento ($P-\delta_0$).....	88
Figura 5.13 - Influência da variação do factor α na relação força-deslocamento ($P-\delta_0$).....	89

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Valores dos coeficientes β_1 β_2 β_3 β_4 e β_5 , segundo o Eurocódigo 2 [10].	30
Tabela 2.2 - Parâmetros que definem a relação tensão de aderência-escorregamento para varões nervurados, segundo o Model Code 2010 [4].	32
Tabela 3.1 - Comprimentos de amarração usados nos provetes para a determinação da aderência. 39	
Tabela 3.2 - Designação atribuída a cada provete.	40
Tabela 3.3 - Resultados da caracterização do aço obtidos através dos ensaios experimentais.	51
Tabela 3.4 - Altura das nervuras de cada diâmetro de varão.	52
Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios respectivos à caracterização da resistência à compressão do betão.	54
Tabela 3.6 Resultados dos ensaios respectivos à caracterização da resistência à tracção do betão. 55	
Tabela 4.1 - Resumo dos dados experimentais obtidos através dos ensaios de <i>pull-out</i>	59
Tabela 4.2 - Força residual, e tensão de aderência local residual e respectiva média por diâmetro de varão.	69
Tabela 4.3 - Escorregamento δ_1 , obtido experimentalmente.	70

Simbologia

Alfabeto Latim

a	Espaçamento entre varões
A_R	Área da projecção de uma nervura na secção transversal do varão de aço
$A_{s,cd}$	Área de armadura de cálculo
$A_{s,ef}$	Área de armadura efectiva
A_s	Área de armadura
c	Recobrimento de betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força
$f_{bd,0}$	Tensão básica de aderência
f_{bd}	Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência
f_c	Resistência à compressão do betão
f_{ck}	Valor característico da resistência do betão à compressão
$f_{cm,cube}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dos provetes cúbicos
$f_{cm,cylinder}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dos provetes cilíndricos
f_{cm}	Resistência à compressão média do betão
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tracção
$f_{ctk,0,05}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção para o quantil de 5%
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
F_h	Forças desenvolvidas devido ao uso de ganchos e laços, no Model Code
f_R	Área relativa das nervuras
f_{su}	Tensão última do aço
f_{sy}	Tensão de cedência do aço
$F_{tracção}$	Força de tracção
F_V	Forças verticais

f_{yd}	Tensão de cedência de cálculo do aço
l_a	Comprimento de amarração
l_{ad}	Comprimento de amarração de cálculo
$l_{a,e}$	Comprimento de amarração estimado
$l_{a,eq}$	Comprimento de amarração equivalente
$l_{a,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{a,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
P	Força de arrancamento
$P_{m\acute{a}x}$	Força de arrancamento máxima
P_{res}	Força residual
p_{tr}	Tensão média perpendicular à potencial superfície de <i>splitting</i> , no Model Code
r	Velocidade relativa de incremento do escorregamento
r_h	Altura das nervuras transversais do varão de aço
$r_{h,l}$	Altura das nervuras longitudinais do varão de aço
r_s	Espaçamento entre as nervuras transversais do varão de aço
S_R	Espaçamento entre fendas
$S_{R,min}$	Espaçamento entre fendas mínimo
u_c	Deslocamento do betão junto do varão de aço
u_s	Deslocamento do varão de aço
W_f	Abertura de fenda de flexão
W_s	Abertura de fenda de <i>splitting</i>

Alfabeto Grego

α_1	Relação entre a área de armadura de cálculo e a área de armadura efectiva
α_2	Factor que representa a influência do confinamento passivo atribuído pelo recobrimento do betão, no Model Code
α_3	Factor que representa a influência do confinamento passivo atribuído pelos reforços transversais, no Model Code
β_1	Factor que tem em conta o efeito da forma dos varões, no Eurocódigo 2
β_2	Factor que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo do betão, no Eurocódigo 2
β_3	Factor que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais, no Eurocódigo 2
β_4	Factor que tem em conta a influência das armaduras transversais se encontrarem soldadas, no Eurocódigo 2
β_5	Factor que tem em conta o efeito da pressão transversal, no Eurocódigo 2
γ_c	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_{cb}	Coefficiente parcial de segurança para a aderência
δ	Escorregamento
Δ_z	Espaçamento entre estribos
δ_0	Soma dos escorregamentos no interior do provete
ε_s	Extensão do aço
ε_{sy}	Extensão de cedência do aço
ε_s^{exp}	Extensão no aço experimental
η_1	Factor que tem em consideração se o varão é liso ou nervurado, no Model Code
η_2	Factor representativo da influência da posição do varão durante a betonagem, no Model Code
η_3	Factor representativo da influência do diâmetro do varão, no Model Code
η_4	Factor representativo da influência da tensão de cedência do varão, no Model Code
μ_1	Coefficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem, no Eurocódigo 2
μ_2	Coefficiente relacionado com o diâmetro do varão, no Eurocódigo 2
ξ	Erro de aproximação
σ_s	Tensão no aço

σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
τ	Tensão de aderência
τ_m	Tensão de aderência modificada
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão de aderência máxima
$\tau_{m\acute{e}d}$	Tensão de aderência média
τ_{res}	Tensão de aderência residual
$\tau_{u,split}$	Tensão de aderência máxima para o modo de rotura por <i>splitting</i>
τ_0	Valor de referência da tensão de aderência
$\tau_{0,1}$	Tensão de aderência com 0,1 mm de escorregamento
ϕ	Diâmetro do varão de aço
Ω_{cr}	Factor que representa a influência da fendilhação longitudinal, no Model Code
Ω_{cyc}	Factor que representa a influência das cargas cíclicas, no Model Code
$\Omega_{p,tr}$	Factor que representa a influência da tensão de confinamento, no Model Code
Ω_y	Factor que representa a influência da cedência da armadura, no Model Code

1. Introdução

1.1. Considerações Gerais

O betão começou a ser usado como material de construção há milhares de anos, na construção de fundações, pavimentos e paredes. Este era inicialmente constituído por areia, cascalho, argila e água e não possuía qualquer tipo de armadura. Até ao século XVIII o betão tinha uma utilização reduzida, mas com o desenvolvimento do cimento Portland no final deste século houve um grande aumento da aplicação do betão nas construções. No início do século XIX surgem as primeiras referências ao betão armado, mas é apenas em meados do mesmo século que se inicia a construção de vigas e lajes com este material. Mais tarde no início do século XX há um grande desenvolvimento na utilização e compreensão deste material, devido aos vários métodos de cálculo e disposições de armadura criados para os vários elementos estruturais, abrindo as portas às múltiplas possibilidades do betão armado [1].

O uso de betão armado como material de construção possui várias vantagens e desvantagens. As principais vantagens são: elevada resistência à compressão; não necessita de mão-de-obra qualificada para a sua execução; material económico em relação a outros materiais; custo de manutenção baixo; boa resistência ao fogo; grande durabilidade; grande liberdade em termos geométricos. Por outro lado, as principais desvantagens são: resistência à tracção relativamente baixa quando comparado com a resistência à compressão; peso próprio elevado; tempo de construção relativamente grande devido ao tempo de cura; ser susceptível a que sua resistência seja reduzida devido a erros durante a sua produção, betonagem e cura; estruturas tendencialmente pouco esbeltas; impacto ambiental elevado, na sua produção e após a sua demolição.

Nas últimas décadas o material mais usado na construção de estruturas em Portugal e na Europa foi o betão armado. A grande maioria das estruturas projectadas antes dos anos 70 não tinha em consideração o efeito de acções cíclicas, como é o caso dos sismos, maioritariamente devido à falta de regulamentação. Com a melhoria das características dos materiais, o aparecimento de normas cada vez mais exigentes e o uso de armaduras nervuradas em vez de lisas aumentando a aderência aço-betão, este tipo de construção é cada vez menos vulnerável a acções cíclicas.

Geralmente o dimensionamento de estruturas de betão armado é feito assumindo uma aderência perfeita entre o aço e o betão, o que implica a total compatibilidade de deformações entre os

dois materiais. No entanto esta hipótese apenas é válida para os estados iniciais do carregamento, em que as tensões têm valores baixos. Para carregamentos mais significativos, e com o aparecimento de fendas, a aderência aço-betão degrada-se dando origem ao escorregamento das armaduras [2].

A ligação entre o betão e o aço das armaduras é altamente afectada pelas cargas cíclicas, levando a que esta falhe e origine escorregamento do aço dentro do betão. A aderência entre estes dois materiais tem um papel fundamental no comportamento de um elemento de betão armado, fazendo com que haja compatibilidade de deformações, assegurando a transferência de tensões entre os dois materiais e garantindo a ductilidade do elemento. Para os estados limites últimos a aderência proporciona às armaduras uma amarração adequada para o seu bom funcionamento e está directamente ligada com a capacidade de rotação das rótulas plásticas. No caso dos estados limites de utilização a aderência limita a abertura de fendas e, consequentemente a deformação dos elementos de betão armado [3].

1.2. Objectivos

A presente dissertação tem como principal objectivo o estudo da aderência entre betão e aço de construção corrente, tendo em vista a quantificação da tensão de aderência, da força transmitida e do deslocamento na interface aço-betão, seguindo uma nova metodologia. Esperando-se assim contribuir para a melhor compreensão dos fenómenos de escorregamento entre estes materiais.

Neste estudo irão ser realizados ensaios de arrancamento, onde os comprimentos de amarração utilizados terão como base os comprimentos recomendados pelo Model Code 2010 [4], de modo a verificar se esta norma vai ao encontro dos resultados obtidos experimentalmente. Com estes ensaios espera-se também estudar de que modo a variação do diâmetro do varão de aço e do comprimento de amarração influencia o comportamento da relação tensão de aderência-escorregamento. Irá também ser proposto um novo modelo, que apesar de simplificado possa ser usado para descrever a relação local entre um betão e um varão de aço nervurado. Simular-se-ão os provetes usados na campanha experimental num programa de elementos finitos, com vista a validar o modelo de aderência local proposto e averiguar, uma vez mais, o desempenho da ligação aço-betão quando as recomendações do Model Code [4] são implementadas numericamente.

Espera-se, com os resultados obtidos, contribuir para a modelação mais eficiente das estruturas de betão armado, procurando melhorar o desempenho dos elementos de betão armado, quer em termos de fendilhação quer em termos de previsão do seu comportamento força-deslocamento, tendo sempre em consideração a segurança estrutural.

1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação contém 6 capítulos e diversos subcapítulos. O presente capítulo contém as considerações gerais e os objectivos da dissertação.

Capítulo 2 contém o estado da arte sobre a aderência entre o aço e betão e os ensaios que se recomendam para a sua quantificação. É também apresentado de que forma os regulamentos em vigor abordam esta temática e como são segundo estes calculados os comprimentos de amarração.

Capítulo 3 são descritos todos os detalhes relativos aos ensaios experimentais de *pull-out* realizados, nomeadamente a geometria e construção dos provetes usados e o sistema de ensaio. Neste capítulo são também caracterizados os materiais usados na preparação dos provetes.

Capítulo 4 são apresentados e analisados os dados experimentais, mais concretamente são mostrados os modos de rotura obtidos, cargas máximas e relações força-deslocamento. É também neste capítulo que, a partir dos resultados experimentais, se propõe uma nova relação tensão de aderência-eskorregamento. Neste capítulo analisa-se a influência do comprimento de amarração e do diâmetro do varão na aderência da ligação aço-betão.

Capítulo 5 corresponde à modelação dos provetes usados nos capítulos anteriores num programa de elementos finitos. Através da análise dos gráficos força-deslocamento é também comparado o desempenho da relação tensão de aderência-eskorregamento proposta, com a recomendada pelo Model Code [4] e com os resultados experimentais. Faz-se ainda uma análise paramétrica onde se averigua a influência da variação de certos parâmetros na resposta força-deslocamento.

Finalmente, no Capítulo 6, apresentam-se as conclusões dos estudos e análises desenvolvidos na presente dissertação. São ainda deixadas algumas sugestões para trabalhos futuros, relativas a questões que não ficaram totalmente clarificadas ou não foram possíveis de analisar durante a realização deste trabalho.

2. Estado da arte

2.1. Aderência aço-betão

2.1.1. Introdução

A aderência aço-betão é uma propriedade essencial para o bom comportamento dos elementos de betão armado, visto ser responsável pela transferência de tensões entre o betão e o aço e pela compatibilidade de deformações entre estes dois materiais. São estes factores que fazem do betão armado um bom material de construção. Esta é particularmente relevante nas ligações entre os vários elementos, nomeadamente ligações pilar-fundação, parede-fundação e viga-pilar, já que é nestas localizações que existe maior convergência de esforços e onde normalmente são executadas as ancoragens das armaduras longitudinais.

O estudo do escorregamento das armaduras no interior do betão tem uma grande importância na análise de estruturas. Esta importância pode ser observada no trabalho de Suchart Limkatanyu e Enrico Spacone [5] que analisaram a resposta de pórticos de betão armado sujeitos a cargas estáticas e cíclicas, usando modelos numéricos simples na representação das características principais dos elementos. Através deste estudo os autores concluíram que a inclusão dos deslizamentos das armaduras por perda de aderência na modelação, leva a uma melhor correlação com os resultados experimentais do que os modelos que consideraram uma ligação perfeita, isto é, rígida. O modelo que considera uma ligação perfeita dá origem a que a energia dissipada pelo pórtico seja sobrestimada e a flexibilidade e deslocamentos sejam subestimados [5].

As tensões de aderência surgem devido a diferentes variações de tensão entre o aço e o betão, sendo que estas podem ter as seguintes origens [6] :

- Acções externas – causam alterações das tensões no aço, podendo ser de tracção ou compressão;
- Fissuras – levam a um acréscimo das tensões na armadura, influenciando consequentemente as tensões de aderência;
- Forças de amarração nas extremidades das armaduras – através das tensões de aderência a força actuante no varão é transferida para o betão;

- Variações de temperatura – o maior coeficiente de dilatação térmica do aço, induz uma maior deformação nos varões de aço em relação ao betão, levando a um aumento das tensões de aderência;
- Retracção do betão – o aço impede esta retracção introduzindo tensões de compressão nas armaduras e tracção no betão;
- Fluência do betão – devido ao encurtamento de um elemento de betão comprimido, a armadura sofre um aumento das tensões de compressão, aliviando consequentemente o betão.

Segundo Amendoeira [7], quando um elemento de betão armado está sujeito a esforços de tracção ou compressão, enquanto não ocorrer a fendilhação do betão, os dois materiais irão ter as mesmas deformações. A partir de valores de tensão mais elevados, o betão não conseguirá acompanhar as deformações do aço, levando a que se deforme localmente através da fendilhação, tratando-se assim de um fenómeno de aderência local mais complexo que possibilita deslocamentos relativos entre os dois materiais.

De acordo com Louro [3] a aderência tem também um papel fundamental nos estados limites de utilização e nos estados limites últimos. Nos estados limites de utilização, a aderência limita a abertura de fendas e também a sua distribuição contribuindo assim para minorar as deformações e danos localizados nos elementos de betão armado. Ao nível dos estados limites últimos, a aderência para além de proporcionar a capacidade de amarração adequada para a armadura, tem também influência na capacidade de rotação das rótulas plásticas.

Porém, a aderência não é apenas indispensável para o funcionamento conjunto do aço e do betão, mas também para controlar o comportamento dos elementos de betão armado conferindo-lhes níveis adequados de ductilidade. Ou seja, enquanto que para a verificação de segurança a aderência é necessária para um bom desempenho mecânico, para que os elementos possuam ductilidade adequada é necessário que exista aderência suficiente para que possam existir extensões elevadas nas armaduras a fim de dissipar as extensões entre duas fendas consecutivas e favorecer a formação de fendilhação secundária, uma vez que a distância entre fendas é tanto menor quanto melhor a aderência entre a armadura e o betão [3].

A melhor forma de descrever a eficiência da ligação entre o varão de aço e o betão é através de uma relação entre a tensão de aderência e o escorregamento da armadura. Na Fig. 2.1 pode observar-se um exemplo de uma curva típica da relação tensão de aderência-escorregamento (τ - δ) de um varão nervurado e um betão convencional, sujeito a um ensaio do tipo *pull-out* (ou de arrancamento conforme se verá mais adiante no Cap. 2.2.1.) com carregamento monotónico.

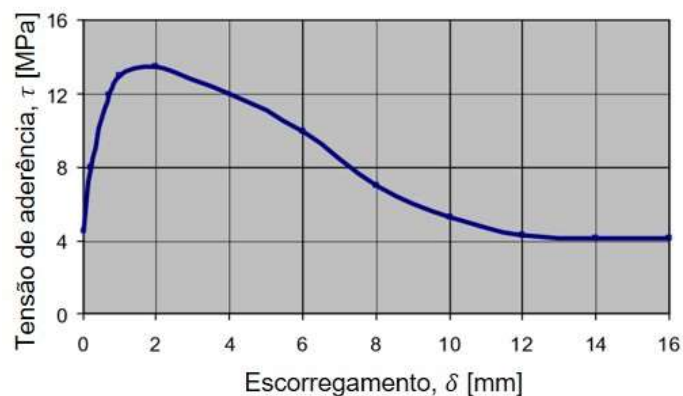


Figura 2.1 – Exemplo de uma curva típica da relação tensão de aderência-escorregamento local, adaptado de [8, 9].

Na prática, os regulamentos em vigor tais como o Model Code [4] e o Eurocódigo 2 [10] referem-se à tensão de ruptura da aderência como uma tensão de dimensionamento onde se assume uma distribuição uniforme destas tensões ao longo do comprimento de amarração de referência e de cálculo. Estes comprimentos de amarração são então usados na concepção de estruturas.

2.1.2. Mecanismos de aderência

A tensão de aderência entre as armaduras e o betão pode ser decomposta em três parcelas, sendo elas a aderência química entre o betão e o aço, o atrito resultante da rugosidade da interface entre os dois materiais e a ancoragem mecânica desenvolvida pela presença das nervuras. No caso de varões nervurados a aderência deve-se principalmente à ligação mecânica entre as nervuras e o betão, ou seja à resistência que o betão oferece às tensões exercidas pelas nervuras [11].

Segundo Fernandes [6] é possível definir as parcelas que compõem a aderência, mas devido à complexidade dos fenómenos envolvidos não é possível quantificar cada uma das componentes individualmente. Apesar de não ser possível determinar cada parcela individualmente, alguns autores, recorrendo a ensaios do tipo *pull out*, definem as várias fases do mecanismo de aderência predominante. De acordo com o Bulletin 10 da Fédération Internationale du Béton (FIB) [12] a curva que representa a interacção entre o betão e a armadura pode ser separada em quatro fases, como se pode observar na Fig. 2.2, e descritas mais em pormenor seguidamente.

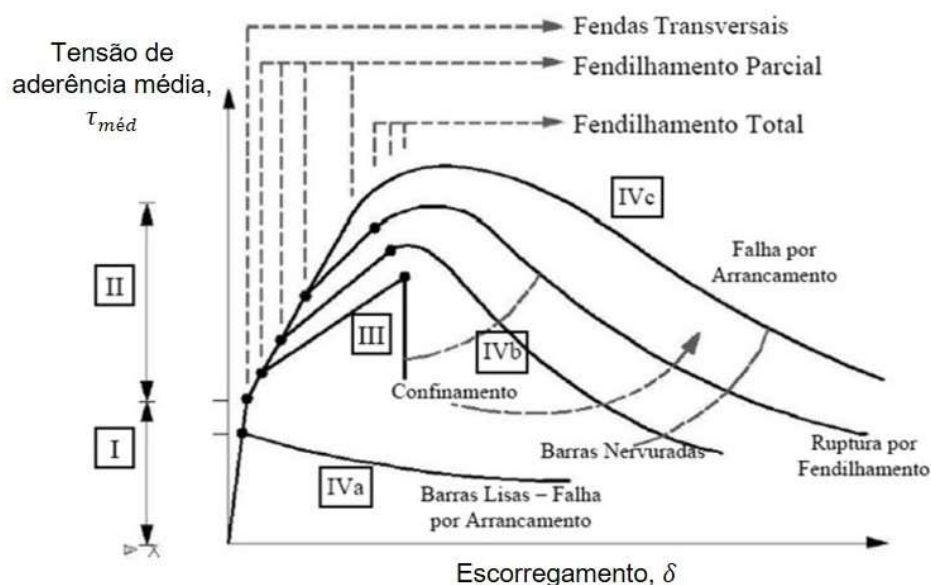


Figura 2.2 – Curva tensão de aderência-escorregamento e fases que separam o comportamento da aderência aço-betão, adaptado de [12, 13].

Na fase I o betão ainda não se encontra fendilhado, devido às tensões de aderência serem reduzidas. A aderência nesta fase é assegurada maioritariamente pela parcela química, não ocorrendo escorregamento do varão, mas surgem junto às extremidades das nervuras tensões localizadas. A aderência química é também acompanhada pela interação micromecânica associada à rugosidade da superfície do aço, mas no global estas possuem um papel pouco relevante como pode ser observado nos resultados obtidos com varões de aço liso.

A fase II é caracterizada pelo aumento das tensões de aderência que levam à perda da aderência química e ao aparecimento das primeiras fendas. Nos varões nervurados, as nervuras induzem no betão junto das mesmas tensões de compressão elevadas, originando microfissuras que permitem que o varão comece a escorregar.

Na fase III as tensões de aderência aumentam ainda mais, levando a que fendas longitudinais se espalhem radialmente em torno do varão devido ao aumento da força exercida pelas nervuras no betão adjacente. O betão em redor do varão exerce uma acção de confinamento, sendo que a adesão e a rigidez são maioritariamente asseguradas pela interligação ao longo do varão, bielas radiais de betão e o anel exterior de betão não danificado.

A última fase descreve a rotura da aderência, sendo que o tipo de rotura varia com vários factores, nomeadamente com o grau de confinamento, a resistência do betão, rugosidade do varão, o uso de armadura nervurada ou lisa, presença de armadura transversal, entre outros.

Aderência química ou adesão

A aderência química ou adesão surge a partir das ligações físico-químicas resultantes da presa do betão, pelo que está fortemente dependente da rugosidade do aço e da sua limpeza superficial. Esta tem um papel especialmente importante no caso dos varões lisos, ao contrário do que acontece nos varões nervurados. Este fenómeno pode ser constatado através da resistência que um bloco de betão betonado contra uma chapa de aço, já que nestas condições a resistência da ligação aço-betão depende apenas da aderência química entre os dois materiais (Fig.2.3).

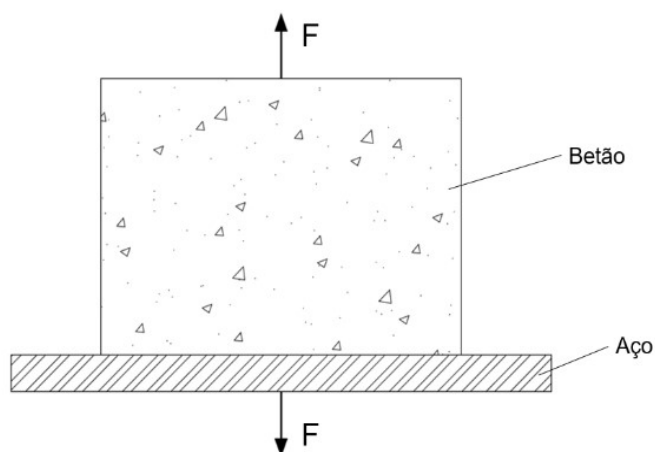


Figura 2.3 - Representação esquemática da aderência química ou adesão, adaptado de [6]

Aderência por atrito

A aderência por atrito resulta das forças de atrito geradas na interface entre o aço e o betão, a intensidade destas forças depende do coeficiente de atrito entre as superfícies (entre 0,3 e 0,6 [14]), que varia com a rugosidade destas, e das pressões transversais aí existentes. De acordo com Leonhardt [14] a resistência por atrito manifesta-se após a aderência química ser quebrada, desde que existam pressões transversais aplicadas às armaduras, estas podem surgir devido a cargas externas, retracção ou expansão do betão. A contribuição do atrito na tensão de aderência é geralmente pouco importante, sendo apenas relevante em varões lisos [15].

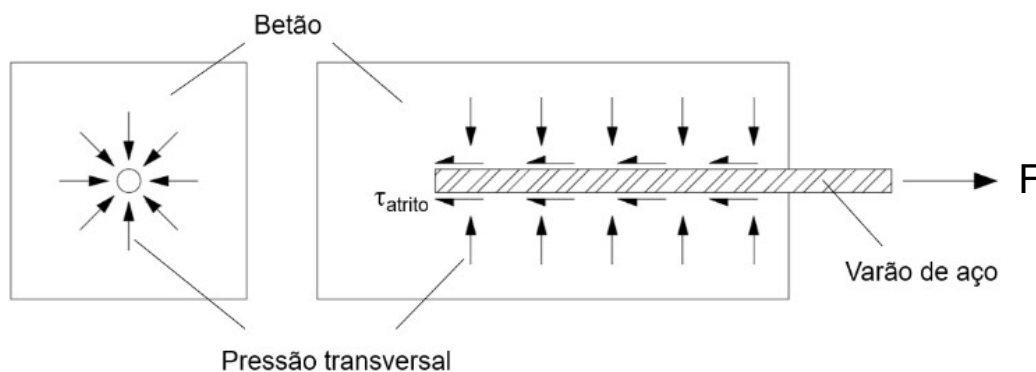


Figura 2.4 - Representação esquemática da aderência por atrito, adaptado de [6].

Ancoragem mecânica

A ancoragem mecânica é a componente da aderência que mais contribui, no caso das armaduras nervuradas, para o bom funcionamento da ligação aço-betão. Esta é consequência das nervuras existentes na superfície dos varões que funcionam como amarrações, transferindo as tensões para o betão. A transferência destas tensões ocorre de uma forma muito localizada, sendo assim exercidas no betão adjacente tensões de compressão elevadas que levam à sua fendilhação e esmagamento local.

Nos varões lisos a ancoragem mecânica também se encontra presente, ainda que com uma participação muito reduzida em comparação com os varões nervurados. Esta surge em consequência das irregularidades superficiais e ondulações provenientes do processo de laminação [13].

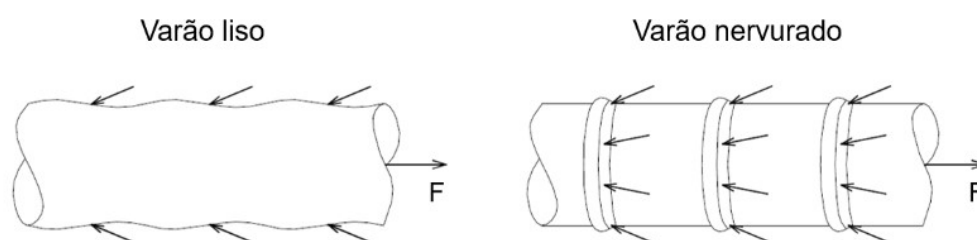


Figura 2.5 - Representação esquemática da ancoragem mecânica, adaptado de [6].

2.1.3. Factores que influenciam a aderência

A aderência depende de vários factores que estão relacionados com as propriedades físicas e mecânicas da armadura e do betão, e também com o estado de tensão de ambos os materiais. Estes factores têm influência na resistência e ductilidade das ancoragens, tanto no estado limite último como no estado limite de utilização [16]. De seguida descrevem-se os principais factores que influenciam a aderência aço-betão.

Resistência do betão à compressão

A resistência do betão tem uma grande importância no comportamento da ligação aço-betão uma vez que, como já referido anteriormente, o betão está sujeito a tensões elevadas junto às nervuras da armadura que levam à sua fendilhação e esmagamento nestas zonas. Em geral, pode-se afirmar que quanto melhor a resistência do betão, melhor será o desempenho da ligação [3].

A importância da resistência do betão pode ser verificada através do trabalho de Eligehausen *et al.* [9], onde os autores concluem que a tensão de aderência aumenta com a raiz quadrada da resistência à compressão do betão ($\sqrt{f_c}$). Por outro lado, o valor do escorregamento para a tensão de aderência máxima diminui de forma inversamente proporcional à resistência à compressão do betão ($1/\sqrt{f_c}$). Estas conclusões são as bases usadas para a definição da relação tensão de aderência-escorregamento no Model Code [4].

No caso particular do ensaio tipo *pull-out* segundo Lúcio e Marreiros [11] a resistência do betão à compressão tem especial importância na rotura por *pull-out* e a resistência à tracção na rotura por *splitting* (vide Cap. 2.1.4).

Retracção do betão

A retracção do betão gera tensões de compressão transversais na armadura, que são causadas pelo impedimento da deformação do betão devido à presença do varão. Assim, por equilíbrio, as tensões de compressão transversais criam tensões de tracção longitudinais junto à armadura, levando ao aumento do aparecimento de fendas resultantes das forças de ancoragem e à possível diminuição da tensão de aderência máxima [16].

Cedência do aço

A tensão instalada no varão de aço, dependendo da sua ordem de grandeza, pode ter influência na aderência. O ensaio do tipo *pull-out* pode ser realizado de duas formas distintas, um com o comprimento de ancoragem curto e outro com o comprimento de ancoragem longo. No caso de o comprimento de ancoragem ser longo, ao contrário do que acontece com os comprimentos curtos, as tensões presentes no aço são elevadas podendo ter influência nos resultados do ensaio. Esta influência está relacionada com o efeito de Poisson, ou seja, com o aumento da tensão de tracção no varão ocorre uma redução do seu diâmetro, reduzindo a tensão de confinamento e consequentemente a tensão de aderência. Este problema é particularmente relevante em varões lisos, em varões nervurados apenas terá significado se a armadura entrar em cedência [11].

Em varões sujeitos a esforços de compressão o efeito de Poisson, em oposição ao que acontece em varões sujeitos à tracção, leva ao aumento do diâmetro do varão, aumentando a tensão de confinamento e melhorando a aderência [17].

Recobrimento e espaçamento da armadura

À medida que se aumenta o recobrimento do betão e o espaçamento da armadura, a tensão de aderência e o declive da curva tensão de aderência-escorregamento aumentam. Em função destes dois factores o modo de rotura varia. Quando o recobrimento e o espaçamento são grandes, é possível obter uma rotura por *pull-out*. Por outro lado, quando estes são pequenos ocorre uma rotura por *splitting*, resultando numa tensão de aderência mais baixa [18].

O trabalho desenvolvido por Eligehausen *et al.* [9] confirma a influência do recobrimento do betão e o espaçamento da armadura na aderência, afirmando que quando se aumenta a distância entre varões de um diâmetro para quatro diâmetros a tensão de aderência aumenta em cerca 20%. Para espaçamentos maiores da armadura, a melhoria do comportamento da aderência é praticamente irrelevante.

Diâmetro da armadura

A influência do diâmetro da armadura na aderência está associada à relação área/perímetro do varão. Em varões de diâmetro mais reduzido esta relação é melhor, levando a que a ligação entre o aço e o betão seja mais eficiente. A necessidade de uma boa relação área/perímetro surge da dependência entre a força suportada pelo varão e a área da sua secção transversal, e da dependência entre a força de aderência e o perímetro do varão. É ainda importante notar que o perímetro do varão é uma função linear do diâmetro e a área é uma função quadrática [16], o que implica que a força suportada pelo varão aumenta muito mais rapidamente com o aumento do diâmetro do varão em comparação com a força de aderência.

A maior eficiência da aderência em varões de menor diâmetro é confirmada por Eligehausen *et al.* [9] que observou no seu trabalho uma redução de cerca de 10% na tensão de aderência máxima quando comparados os resultados dos diâmetros de 19 mm com os de 25 mm. Uma redução semelhante foi observada entre os diâmetros de 25 mm e os de 32 mm. Este autor apesar de ter observado estes resultados, refere ainda que o estudo realizado por [19] com um maior número de ensaios de *pull-out*, e por esta razão possivelmente mais confiável, considera que a influência do diâmetro é insignificante para diâmetros entre os 8 mm e os 32 mm.

Tipo e geometria das nervuras

As nervuras consoante a sua posição em relação ao eixo do varão podem ser de dois tipos: longitudinais, paralelas ao eixo do varão, e transversais ou oblíquas (Fig. 2.7). As nervuras transversais ou oblíquas são as mais importantes sendo responsáveis pela componente mecânica da aderência, que como já referido anteriormente é a componente mais importante da ligação entre o aço e o betão. As nervuras longitudinais têm como função impedir que a armadura rode dentro do betão [16].

A geometria das nervuras tem um papel muito importante na aderência. Segundo o trabalho desenvolvido por Wernisch [20] a tensão de aderência de varões nervurados está dependente do número, altura e forma das nervuras. Este autor concluiu que aumentando a altura das nervuras e reduzindo o espaçamento entre elas a resistência da aderência melhorava.

O Bulletin 10 da FIB [12] afirma que o melhor desempenho do comportamento da aderência é obtido através de uma combinação apropriada da altura das nervuras (r_h), espaçamento entre nervuras (r_s) e diâmetro do varão (ϕ) (veja-se a Fig. 2.6). Desta forma apresenta o coeficiente designado por área relativa das nervuras (f_R), e que combina os três parâmetros anteriormente referidos, é definido de acordo com:

$$f_R = \frac{A_R}{\pi \cdot \phi \cdot r_s} \quad (2.1)$$

onde A_R é a área da projecção de uma única nervura na secção transversal do varão. Desde que se mantenha a área relativa das nervuras e as condições superficiais do varão, e o ângulo da face das nervuras seja superior a 30°, espera-se um comportamento semelhante da aderência entre o varão e

o betão. Segundo o Bulletin 10 da FIB [12], é aceitável que se tomem valores de f_R entre 0,05 e 0,10 como um bom compromisso em termos de resistência de aderência última, requisitos industriais e comportamento para as cargas de serviço.

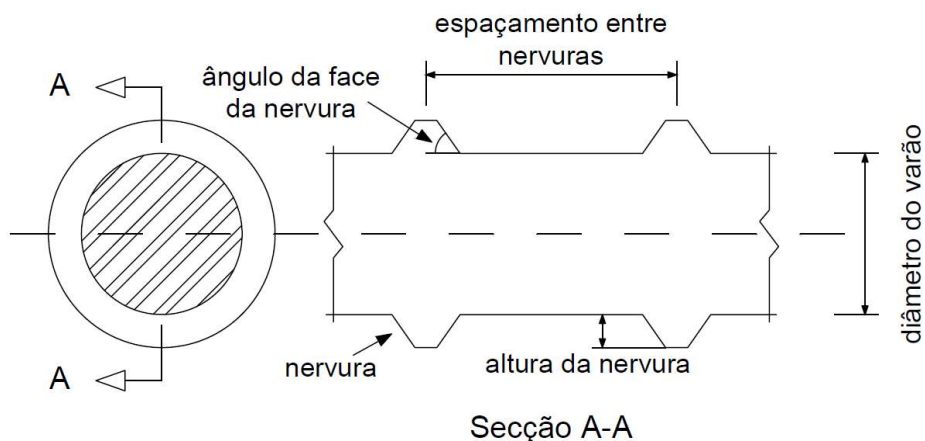


Figura 2.6 - Esquematização dos parâmetros usados para o cálculo da área relativa das nervuras (f_R) segundo o Bulletin 10 da FIB, adaptado de [12].

Nas especificações para varões de aço laminado a quente [21, 22] publicadas pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), é apresentada uma alternativa para o cálculo da área relativa das nervuras (f_R)

$$f_R = \frac{2 \cdot r_h \cdot (\pi \cdot \phi - \sum f_i)}{3 \cdot \pi \cdot \phi \cdot r_s} \quad (2.2)$$

sendo r_h a média da altura das nervuras transversais dos dois lados do varão, $\sum f_i$ o perímetro sem nervuras transversais e r_s a média dos afastamentos das nervuras transversais dos dois lados do varão (vide Fig. 2.7).

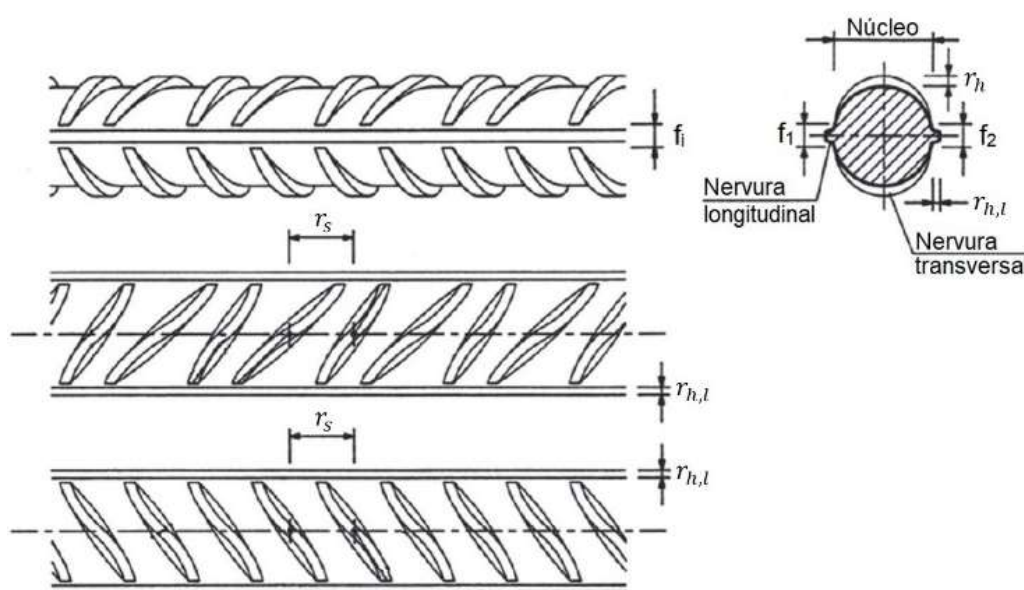


Figura 2.7 - Esquematização dos parâmetros usados para o cálculo da área relativa das nervuras (f_R) segundo as especificações do LNEC, adaptado de [22].

Segundo Soretz e Hölzenbein [23] e Rehm [24] citado pelo Bulletin d'Information nº 151 da FIB [25] a inclinação das nervuras em relação ao eixo do varão não tem influência no comportamento da aderência, desde que este ângulo seja superior a 45°.

A inclinação das faces das nervuras é um factor muito importante no comportamento da aderência. Soretz e Hölzenbein [23], Lutz e Gerley [26] e Rehm [24] citado pelo Bulletin d'Information nº 151 da FIB [25] concluem que a inclinação das faces das nervuras em relação à superfície do varão deve estar compreendida entre 45° e 90°. Se esta inclinação estiver dentro do referido intervalo o escorregamento ocorre quase por inteiro devido ao esmagamento do betão junto das nervuras, caso contrário as pequenas inclinações favorecem o escorregamento [11].

Confinamento

O confinamento, dependendo da sua origem, pode ser definido como activo ou passivo. É activo quando surge de forças laterais que actuam em permanência (por exemplo num nó pilar-viga) e é passivo quando as forças de confinamento apenas surgem após a deformação, sendo conferido de forma geral pelo recobrimento e armadura transversal. O confinamento activo é o mais eficiente dos dois, pois este actua de forma permanente impedindo a abertura de fendas, ao contrário do passivo que apenas é mobilizado com escorregamento e a abertura de fendas [11].

A influência do confinamento no comportamento do mecanismo de aderência, consiste essencialmente no aumento da resistência da aderência por atrito e no equilíbrio dos esforços radiais de tracção introduzidos pelas nervuras, retardando a rotura por *splitting* (veja-se o subcap. 2.1.4) [16].

Segundo a ACI 318-77 [27] citado por [9] o comprimento de amarração pode ser reduzido em 25% se o varão ancorado estiver confinado com um reforço em espiral, isto significa que a tensão de aderência é 33% mais alta em varões devidamente confinados comparando com varões ancorados em betão não confinado. Eligehausen [9] no seu trabalho estuda também a influência da pressão transversal, tendo observado uma melhoria de cerca de 25% da tensão de aderência máxima para uma pressão transversal de 13,2 MPa, que foi a pressão mais elevada que aplicou (veja-se a Fig. 2.8).

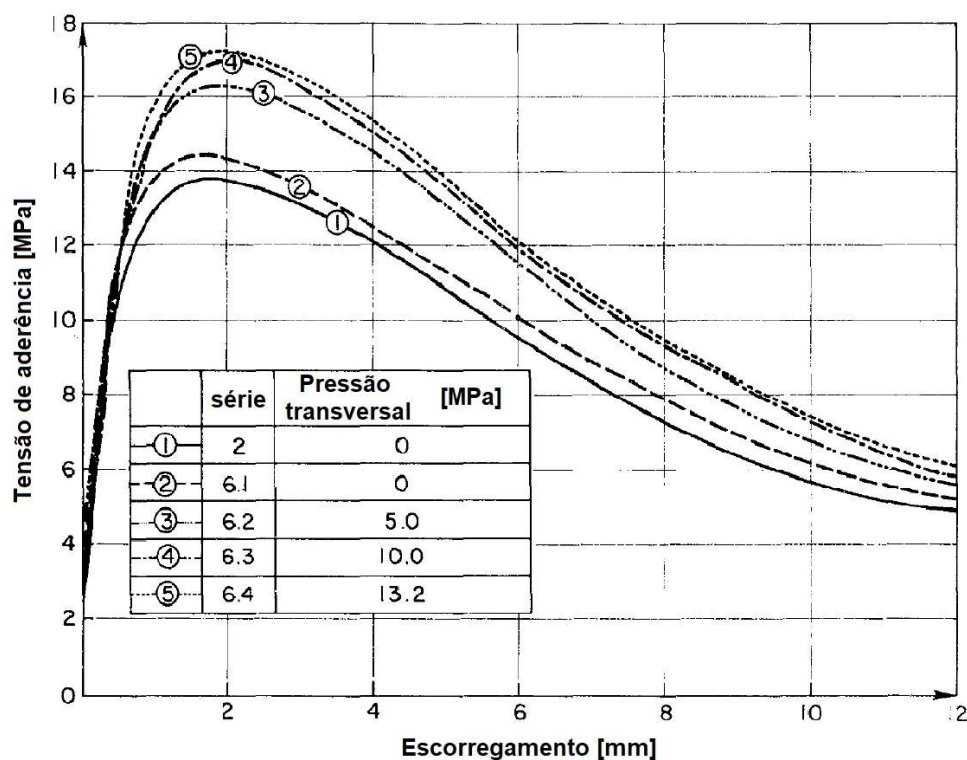


Figura 2.8 - Influência da pressão transversal na tensão de aderência, adaptado de [9].

Posição da armadura quando betonada

A posição da armadura durante a betonagem e a sua altura em relação ao fundo da cofragem têm influência no comportamento da aderência. Esta influência está associada à segregação do betão fresco, que origina uma acumulação de água na zona inferior dos varões horizontais e por baixo das nervuras dos varões verticais, que mais tarde é absorvida pelo betão deixando para trás poros vazios conforme ilustrado na Fig. 2.9 [14]. No caso das armaduras horizontais para além da causa já referida ainda acresce, o facto de quanto mais elevada for a cota do varão em relação ao fundo da cofragem maior o efeito de segregação do betão e o betão nesta zona é também menos denso, contribuindo para uma aderência menos eficaz [16].

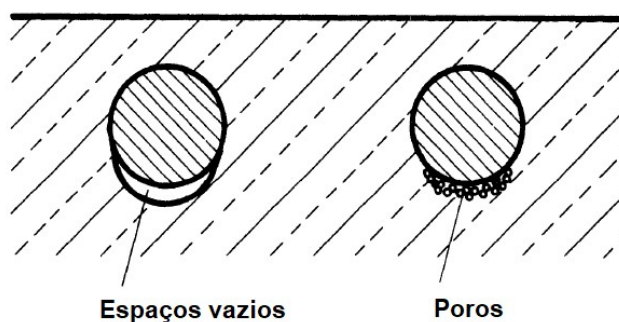


Figura 2.9 - Esquema da formação de vazios e poros na zona inferior dos varões horizontais devido à segregação, adaptado de [14].

Citado por Elgehausen [9], Rehm [24] afirma que relativamente à posição dos varões, a tensão de aderência e rigidez de ligação mais elevadas são obtidas quando os varões são betonados na vertical e esforçados no sentido contrário ao da betonagem. Os varões betonados na horizontal apresentam um desempenho inferior em comparação com o caso anterior, mas ainda assim melhor que varões betonados na vertical e esforçados no mesmo sentido da betonagem. Relativamente à altura do varão em relação ao fundo da cofragem, Monteiro [28], citado por Ducatti [29], observou no seu trabalho que os varões colocados a uma cota mais elevada apresentavam tendencialmente uma menor resistência ao arrancamento quando comparados com os varões colocados a cotas inferiores (veja-se a Fig. 2.10). Pode observar-se que em ambas as situações os melhores resultados são obtidos quando as nervuras são empurradas contra o betão menos poroso [11].

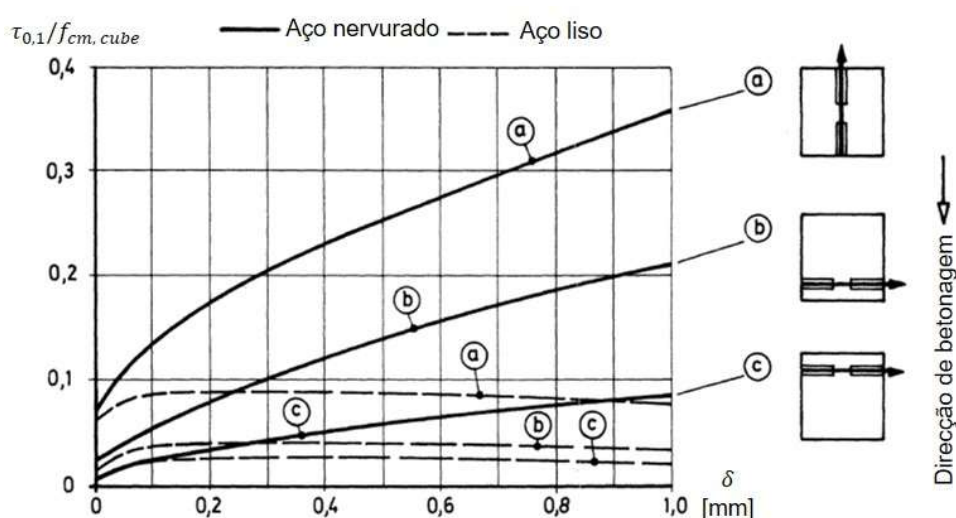


Figura 2.10 - Comparação de resultados de ensaios de arrancamento variando a posição da betonagem, adaptado de [14] segundo [24].

Repetição do carregamento

A imposição de cargas cíclicas afecta de forma significativa a resistência da ligação aço-betão, reduzindo progressivamente a tensão de aderência e alterando a relação tensão de aderência-escorregamento. Esta deterioração progressiva ocorre supostamente devido à propagação de microfissuras e ao esmagamento do betão junto às nervuras, sendo este efeito observado através do aumento do escorregamento dos varões [12].

Geralmente é feita uma distinção entre fadiga de ciclo baixo e amplitude alta *low cycle fatigue* e fadiga de ciclo alto e amplitude baixa *high cycle fatigue*. O primeiro caso envolve um número reduzido de ciclos de carga com tensões elevadas e escorregamentos da armadura elevados (por exemplo sismos e tempestades), o segundo caso é caracterizado por um grande número de ciclos de carga com tensões reduzidas (por exemplo vento, vibrações de maquinaria e tráfego) [12].

O Bulletin 10 da FIB [12], que sistematiza os trabalhos de vários autores, afirma que os parâmetros de aplicação de carga têm influência na deterioração da aderência, nomeadamente a

intensidade, o tipo de amplitude (constante ou variável), a frequência e sequência de amplitudes, o tipo de controlo de aplicação de carga (controlo de força ou deslocamento) e o número de ciclos de carga. Os autores Morita e Kaku [30] e Eligehausen [9], concluem nos seus trabalhos que a deterioração da aderência depende maioritariamente do escorregamento máximo atingido no último ciclo de carga. Desta forma pode-se observar a importância que a repetição do carregamento tem no comportamento da aderência, especialmente em zonas sísmicas, visto que as acções sísmicas são do tipo *low cycle fatigue* que possuem amplitudes e escorregamentos elevados.

A Fig. 2.11 mostra o modelo proposto por Eligehausen [9] para a relação tensão de aderência-escorregamento para betão confinado sujeito a acções cíclicas e na qual se pode observar a redução da tensão de aderência e a alteração da relação tensão de aderência-escorregamento.

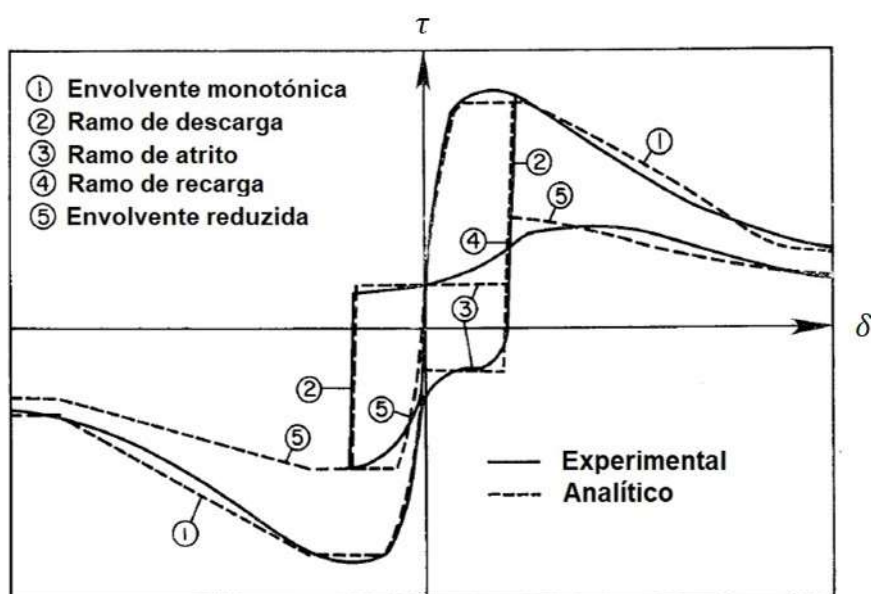


Figura 2.11 - Modelo analítico proposto por Eligehausen [9] para a relação tensão de aderência-escorregamento para betão confinado sujeito a cargas cíclicas, adaptado de [9].

Velocidade de aplicação de carga

A velocidade de aplicação de uma determinada carga é também um dos factores descritos na literatura com influência na aderência aço-betão. Vários estudos como os realizados por Tassios [31], Hjorth [32] (citado por Eligehausen [9]) e Eligehausen [9] verificaram que a tensão de aderência aumenta com o aumento da velocidade de aplicação de carga (*vide* Fig. 2.12). Uma mudança da velocidade de arrancamento por um factor de 100 resulta numa alteração da resistência de aderência entre 15% a 20% [9].

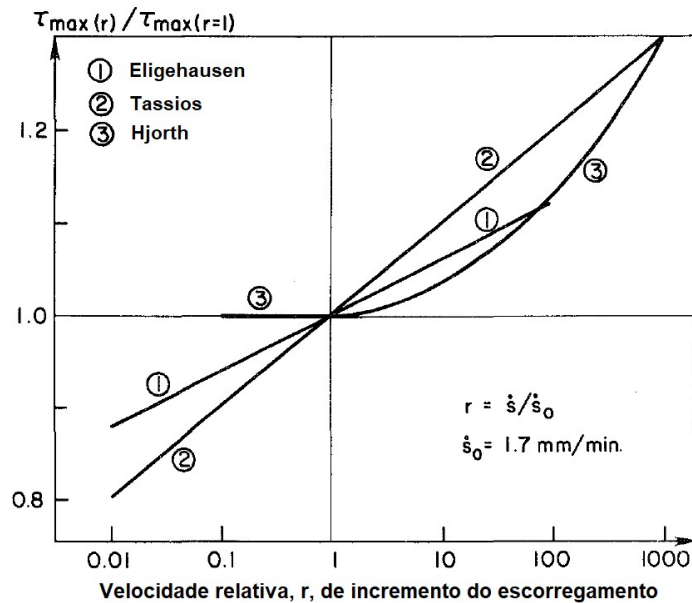


Figura 2.12 - Influência da velocidade de aplicação de carga na tensão de aderência, adaptado de [9].

Temperatura

As temperaturas extremas afectam também a ligação aço-betão. Quando a temperatura é muito baixa existe a formação de cristais de gelo no interior do betão que podem levar à sua fendilhação e consequente decréscimo da sua resistência. No entanto, o estudo desenvolvido por Van der Veen [33] e citado pelo Bulletin 10 da FIB [12] conclui que, se o betão não for afectado pela formação de gelo, a aderência é sempre mais elevada a baixas temperaturas do que à temperatura ambiente, já que a resistência do betão à tracção e à compressão é também mais elevada a baixas temperaturas. Assim, os modos de rotura dos ensaios *pull-out* variaram entre *splitting* a +20°C, corte a -40°C e cedência do varão a -80°C.

As temperaturas elevadas por outro lado levam a que o betão sofra alterações físicas e químicas, originando a abertura de fendas e reduzindo a sua resistência. Lublóy e Balázs [34] realizaram ensaios em provetes de betão que foram expostos a temperaturas entre os 20°C e 800°C. Neste estudo os autores obtiveram várias conclusões sobre a influência da temperatura na resistência à compressão do betão e na aderência entre o betão e o aço. Sobre a resistência à compressão do betão, observou-se que a resistência residual do betão aos 800°C era cerca de 20% a 30% da resistência a 20°C e o maior decréscimo deste parâmetro ocorria a partir dos 400°C. No caso da aderência conclui-se que esta era mais afectada pela temperatura do que a resistência à compressão do betão. Com o aumento da temperatura houve uma redução da tensão de aderência e um aumento do escorregamento dos varões conforme se pode observar pela Fig. 2.13, sendo que a maior redução da tensão de aderência foi observada entre os 400°C e os 500°C, o que pode ser explicado pela decomposição do hidróxido de cálcio (portlandite) a partir dos 450°C.

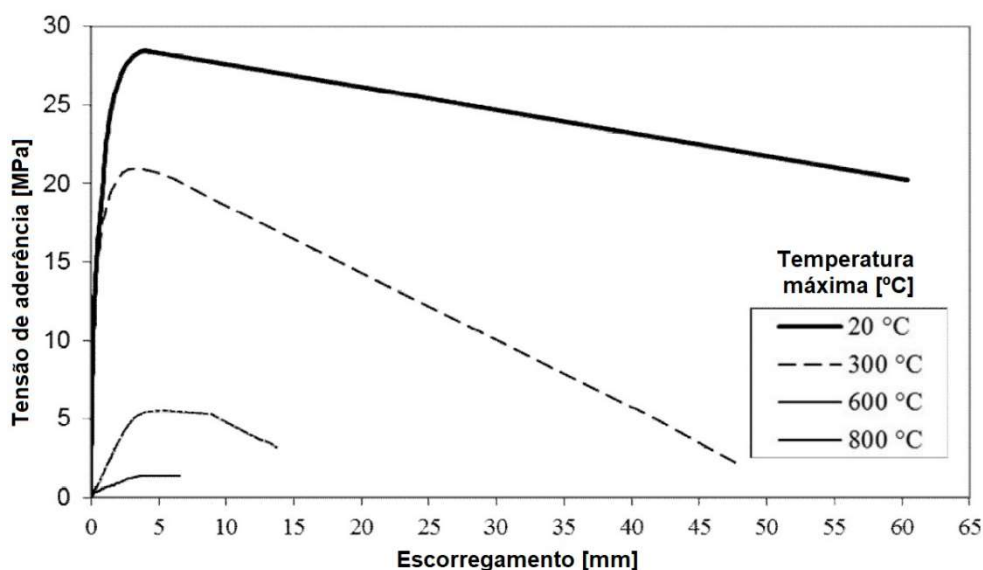


Figura 2.13 – Influência da temperatura na relação tensão de aderência-escorregamento com varões nervurados, adaptado de [34].

Citados por Amendoeira [7], Bazant e Kaplan [35] realizaram também estudos sobre esta temática tendo concluído que a aderência dos varões lisos é a mais afectada pela temperatura (Fig. 2.14).

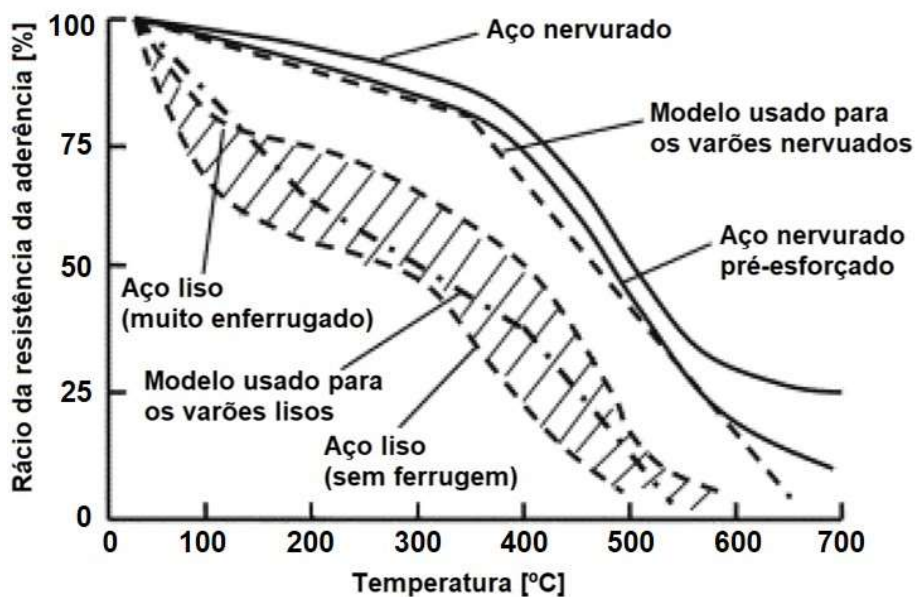


Figura 2.14 - Degradação da aderência em varões lisos e nervurados com a temperatura, adaptado de [35] citado por [34].

Corrosão das armaduras

A corrosão das armaduras é uma das formas mais importantes da degradação das estruturas de betão armado, afectando a sua durabilidade e resistência. O processo da corrosão das armaduras é uma reacção electroquímica da qual resultam produtos que são expansivos, provocando a fendilhação e delaminação do betão.

De acordo com o Bulletin 10 da FIB [12], a corrosão inicial do aço, que consiste numa fina camada de óxido de ferro ($0,3-1,5 \text{ g/dm}^2$ segundo Morgan [36] citado por [12]), não prejudica o comportamento da aderência podendo até melhorá-lo comparativamente com varões sem nenhum vestígio de corrosão. Esta afirmação é corroborada por Almusallam *et al.* [37] que concluiu que em varões que apresentam corrosão superficial (até 4% de perda de massa do varão), aumentando assim a sua rugosidade (veja-se a Fig. 2.15), a tensão de aderência máxima aumenta em cerca de 17% e o escorregamento é menor.

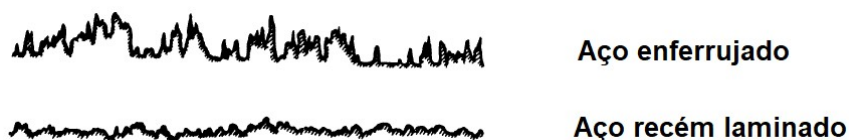


Figura 2.15 - Representação esquemática da diferença entre a rugosidade superficial de aço com corrosão e aço recém laminado, adaptado de [24] citado por [14]

Com níveis de corrosão mais avançados, Almusallam *et al.* [37] observaram que entre os 4% e os 6% de perda de massa do varão a aderência começa gradualmente a decrescer, sendo que aos 5 % aparece a primeira fenda devido à corrosão. Para valores de corrosão de 7% a resistência da aderência desce para um valor residual de cerca de 35% da resistência inicial, o que pode ser explicado por cerca de 45% do perfil nervurado ter sido perdido. Aos 12% de corrosão o modo de rotura altera-se de *splitting* para *pull-out*, devido à perda de cerca de 70% do perfil nervurado e do confinamento. A perda da tensão de aderência com o aumento da corrosão do varão pode ser observada pela Fig. 2.16.

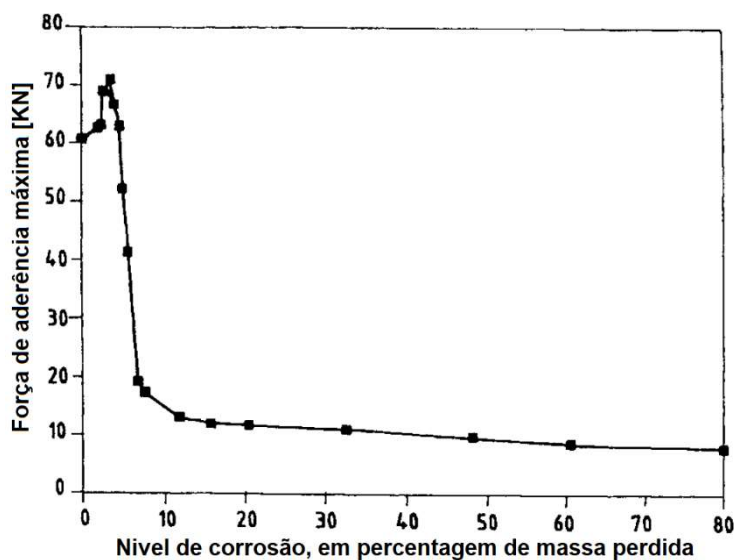


Figura 2.16 - Relação entre a força de aderência máxima e diferentes níveis de corrosão, adaptado de [37].

2.1.4. Modos de rotura

A destruição da aderência está geralmente ligada à deformação e à fendilhação, podendo ocorrer através de vários mecanismos. Com o aumento do carregamento é inevitável o aparecimento de fendas transversais e eventualmente longitudinais (*splitting*), dependendo de diversos factores físicos e mecânicos, como a tensão de confinamento, o recobrimento, a armadura transversal e a rigidez do betão. O *splitting* longitudinal pode-se manter restrito ao betão junto à armadura (*splitting* parcial), se um ou mais dos factores mencionados for suficientemente grande para conter este fenómeno [12].

Os principais mecanismos de rotura da aderência são as roturas por *pull-out* e por *splitting*, mas também pode ocorrer a rotura pela formação de um cone de betão na zona carregada e por plastificação do varão. De seguida descrevem-se os modos de rotura de forma mais detalhada.

Rotura por *pull-out*

A rotura por *pull-out* ocorre essencialmente por corte no betão entre as nervuras (veja-se a Fig. 2.17 a) e está relacionada com o colapso do mecanismo local da interface [12]. Para que este tipo de rotura ocorra é necessário que exista um confinamento suficiente da armadura, de modo a evitar que a fendilhação do betão se propague [7].

Este modo de rotura tem uma grande importância no estudo do comportamento da aderência aço-betão, uma vez que é o modo que melhor permite caracterizar a degradação da aderência [7].

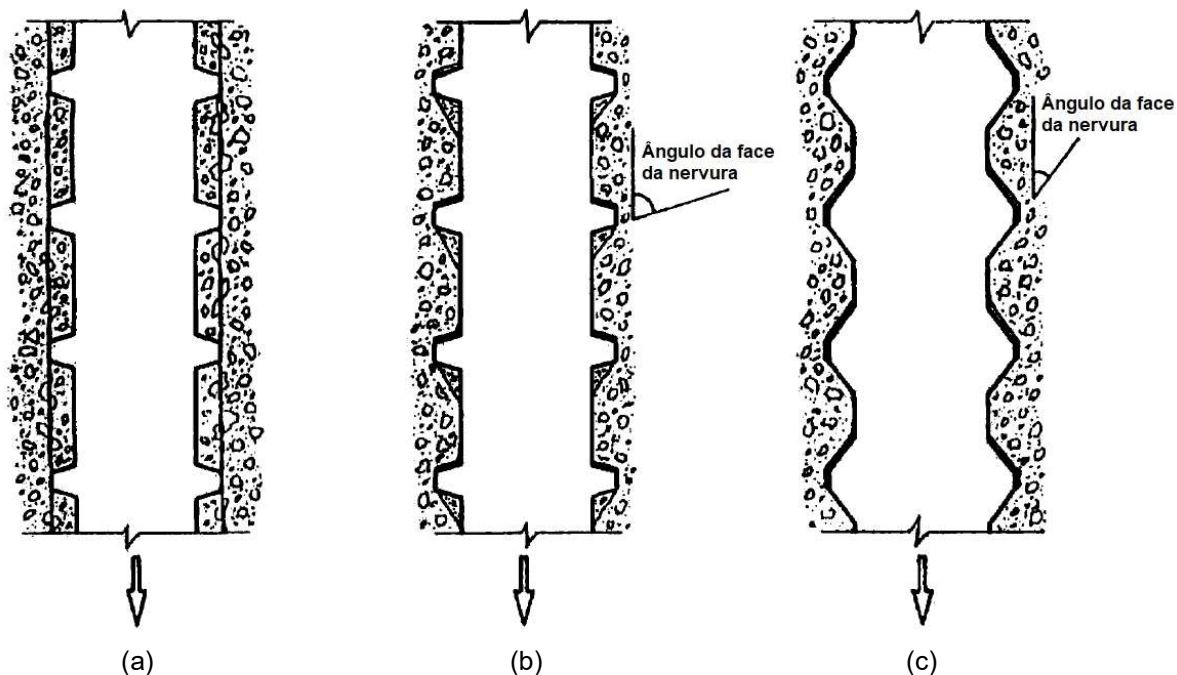


Figura 2.17 - Modos de rotura da aderência: (a) *pull-out*; (b) *pull-out* induzido por *splitting* com esmagamento e/ou corte do betão na zona inferior das nervuras; (c) *splitting*, adaptado de [12].

Rotura por *splitting*

A ocorrência deste modo de rotura deve-se maioritariamente à separação (*splitting*) longitudinal do betão junto à armadura conforme se pode ver pelas Fig. 2.17 b-c e Fig. 2.18 c, sendo que a aderência é completamente destruída assim que as fendas radiais chegam à superfície exterior do elemento de betão [12]. Segundo Amendoeira [7], a principal causa do aparecimento destas fendas é a falta de confinamento do elemento. Estas fendas radiais surgem devido às nervuras que por possuírem faces inclinadas, ao transferirem as tensões para o betão, induzem-lhe esforços de tracção.

Os dois modos de rotura descritos acima, apenas podem ser estudados separadamente em laboratório uma vez que se usam comprimentos de amarração curtos, em estruturas reais o mais normal é ocorrerem roturas mistas em que ambos estão presentes. Na rotura por *pull-out*, apesar de ser de difícil observação, pode ocorrer *splitting* com fendas muito finas, que praticamente não afectam a tensão de aderência (veja-se a Fig. 2.17 b) [12].

Nas estruturas reais os comprimentos de amarração são usualmente longos, obtendo-se assim modos de rotura mais complexos [12]:

- Rotura por *pull-out* sem ou com pouco *splitting* do betão (sem fendas de *splitting* visíveis): grande confinamento e/ou grande recobrimento de betão; rotura por corte do betão entre as nervuras;
- Rotura por *pull-out* induzido parcialmente ou totalmente por *splitting* (fendas de *splitting* visíveis): confinamento moderado e/ou recobrimento de betão limitado; rotura por corte do betão entre as nervuras acompanhado por escorregamento nas faces das nervuras;
- Rotura por *splitting* induzida pelo destacamento do recobrimento: nenhum confinamento e/ou recobrimento muito limitado; escorregamento nas faces das nervuras (*vide* Fig. 2.17 c).

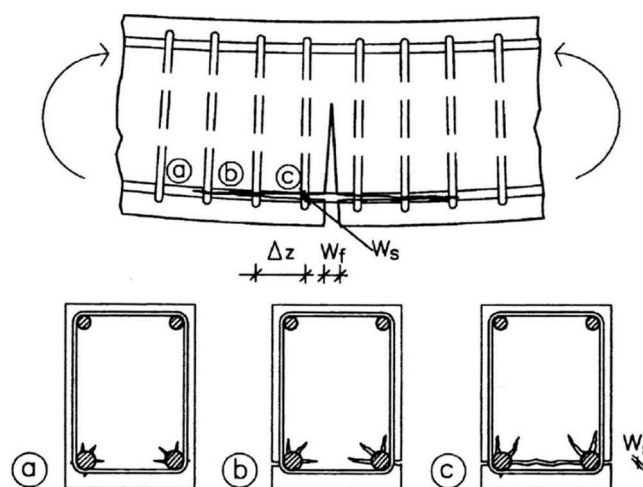


Figura 2.18 - Propagação das fendas de *splitting* numa ancoragem: (a) início; (b) fase intermédia; (c) propagação completa, adaptado de [38] citado por [12].

Rotura pelo cone de betão

Este tipo de rotura caracteriza-se pelo destacamento de um cone de betão em conjunto com o varão de aço conforme se mostra pela Fig. 2.19. Esta rotura deve-se principalmente à propagação das fendas radiais no betão, em torno da armadura, que devido aos esforços de tracção tende a formar uma superfície de deslocamento em forma de cone. É ainda de referir que este tipo de rotura não é muito comum, já que apesar de a ligação aço-betão ter boas prestações, a tensão de aderência costuma ser inferior à resistência à tracção do betão [7].

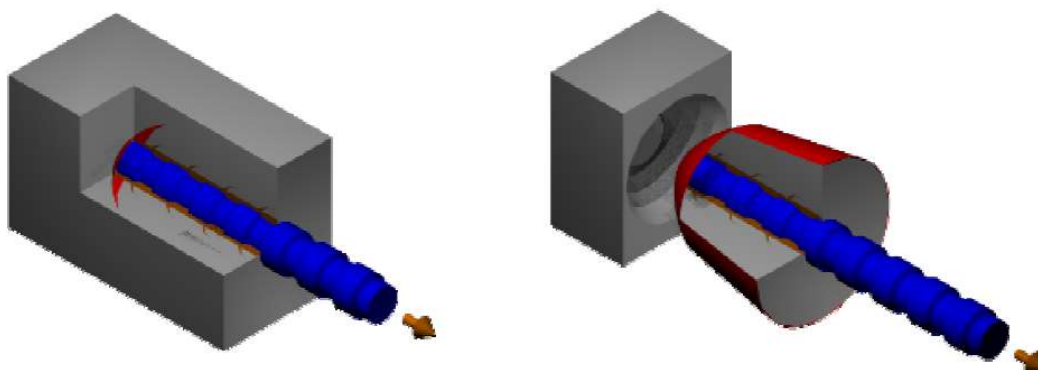


Figura 2.19 - Rotura por arrancamento do cone de betão, adaptado de [39].

Rotura por plastificação da armadura

Este tipo de rotura ocorre quando se utiliza um betão com muito boas características e uma ligação aço-betão também com muito boas propriedades, sob condições de confinamento muito elevado. Assim devido à elevada concentração de esforços na zona não embebida em betão do varão, este atinge o limite de cedência à tracção e plastifica (veja-se a Fig. 2.20) [7].

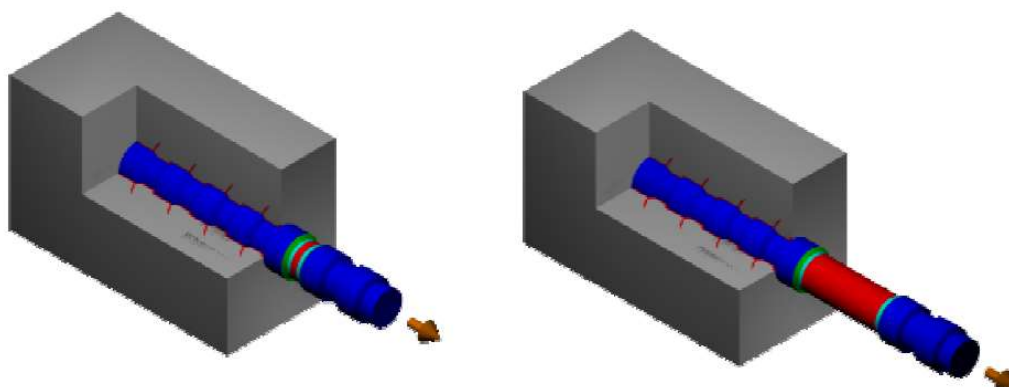


Figura 2.20 - Rotura por plastificação da armadura, adaptado de [39].

2.1.5. Tensões ao longo da ancoragem

A aderência é o mecanismo que permite a transferência das tensões de tracção para as armaduras, permitindo assim o bom funcionamento do betão armado. Esta é também responsável pelo

controlo da abertura de fendas, sendo que quando a aderência é boa o número de fendas aumenta e a abertura individual de cada fenda decresce, melhorando a protecção das armaduras [40].

Quando os esforços de tracção no elemento são relativamente baixos, o betão resiste à tracção e não apresenta nenhuma fenda. Na presença de esforços de tracção mais elevados, a resistência máxima à tracção do betão é atingida, originando o aparecimento de fendas. Assim, nas secções em que surgiram fendas a tensão no betão anula-se, aumentando consequentemente a tensão na armadura. À medida que a distância à fenda aumenta, devido à aderência entre os dois materiais, a tensão no aço volta a baixar e o betão passa novamente a estar traccionado (*vide* Fig. 2.21) [40].

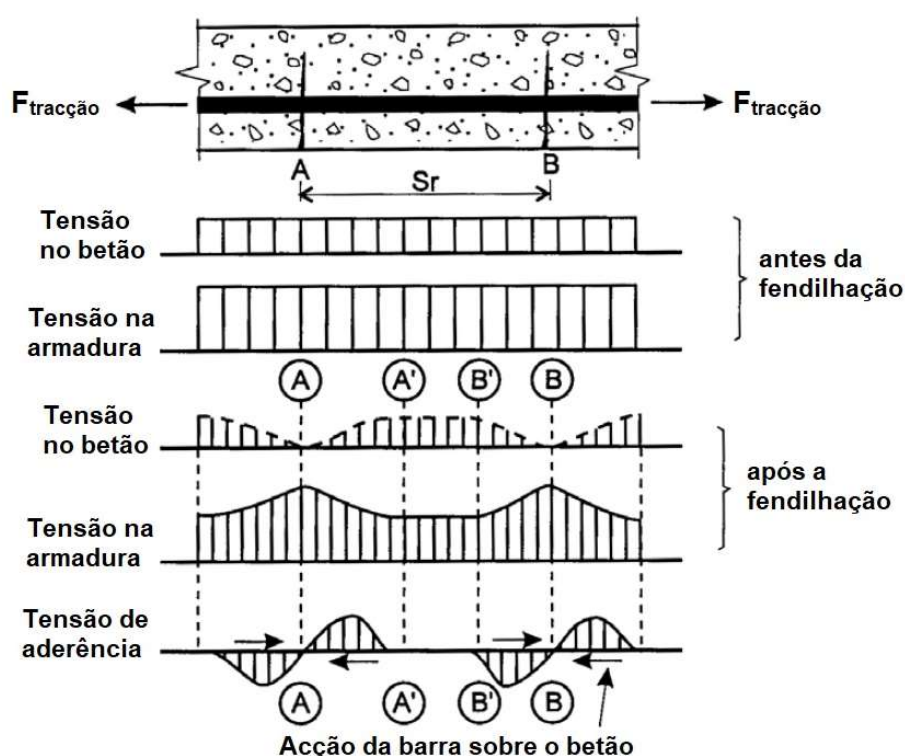


Figura 2.21 - Tensões na ancoragem antes e após a fendilhação do betão, adaptado de [40].

Na Fig. 2.21 admitiu-se apenas a existência de duas fendas (A e B) afastadas a uma distância S_r . Entre fendas, a tensão de aderência apenas é mobilizada nos troços AA' e BB', sendo assim a tensão constante no troço A'B'. Quando se aumenta o carregamento externo a tensão no aço aumenta, podendo também aumentar a tensão no betão. Assim, visto que ainda se podem mobilizar tensões no troço A'B', existe a possibilidade de formação de uma nova fenda (C) entre as fendas já existentes conforme se mostra na Fig. 2.22 [40].

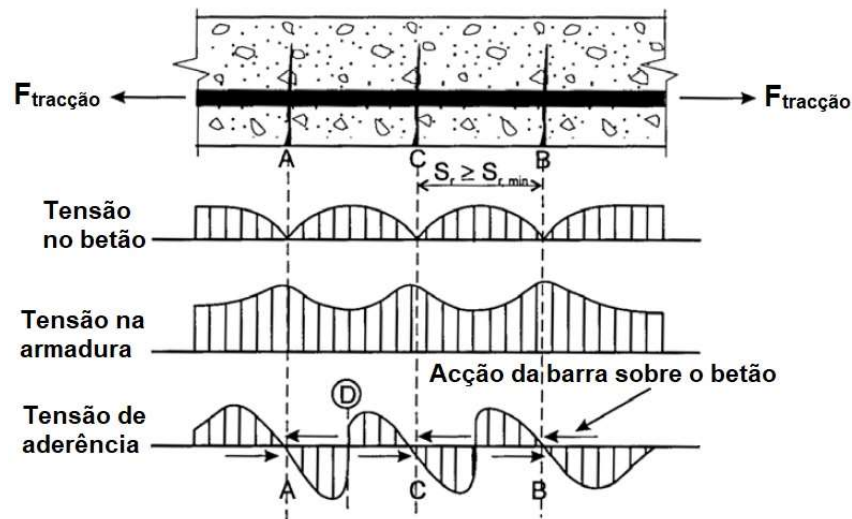


Figura 2.22 - Tensões na ancoragem após a fendilhação do betão, adaptado de [40].

Com a formação da nova fenda (C), entre as fendas já existentes, a tensão no betão vai depender da transferência de tensões entre o aço e o betão, através da aderência. Assim, se as tensões de aderência mobilizadas nos troços AD e DC não forem suficientes para que a tensão no betão atinja o limite de rotura, não há possibilidade de formação de uma nova fenda. Pode-se então concluir que o espaçamento entre fendas não pode nunca ser inferior a um certo valor mínimo [40].

Num estudo realizado por Goto [41] e que foi citado por Leonhardt [14], é demonstrado que entre as fendas principais podem observar-se fendas internas secundárias, em cada nervura transversal, formando “dentes” de betão (veja-se a Fig. 2.23). É ainda de referir que as fendas secundárias mudam de inclinação entre duas fendas principais, correspondendo à troca de sinal da tensão de aderência, como pode ser observado nas Fig. 2.21 e Fig. 2.22.

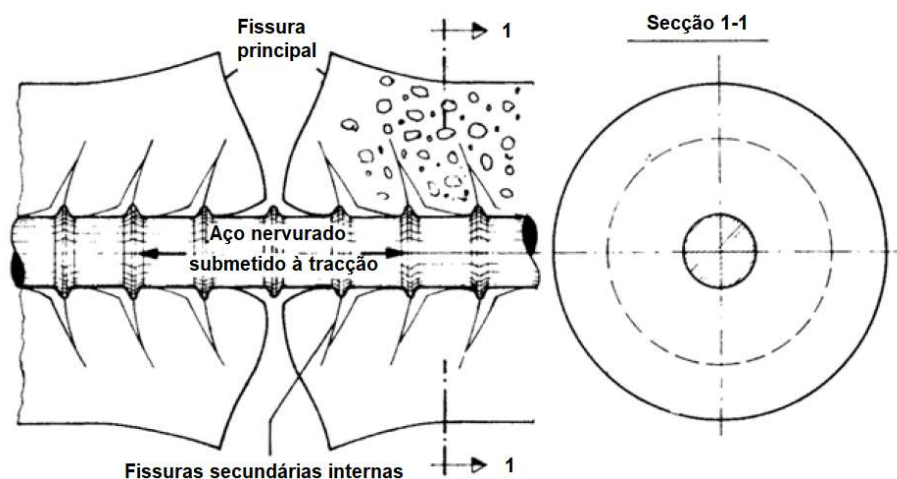


Figura 2.23 - Representação esquemática da fissuração secundária entre as fendas principais no betão, adaptado de [41] citado por [14].

No caso particular de um varão sujeito a um ensaio *pull-out* sujeito a uma acção monotónica, a mobilização da tensão de aderência é diferente da descrita anteriormente. Com o início da aplicação da força de tracção no varão, apenas o início do varão embebido no betão é mobilizado (veja-se a Fig. 2.24). Seguidamente, com o aumento do carregamento aplicado, o comprimento embebido mobilizado também aumenta, até ao ponto em que todo o comprimento de amarração é mobilizado (veja-se a Fig. 2.25).

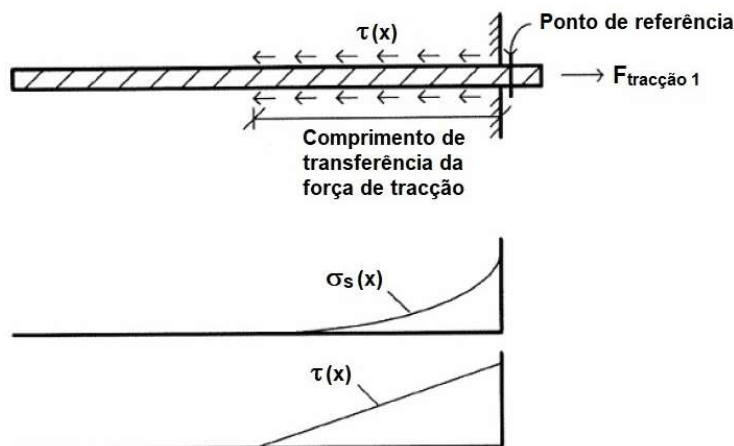


Figura 2.24 - Curva da tensão de aderência no início da tracção no ensaio de *pull-out*, adaptado de [42] citado por [43].

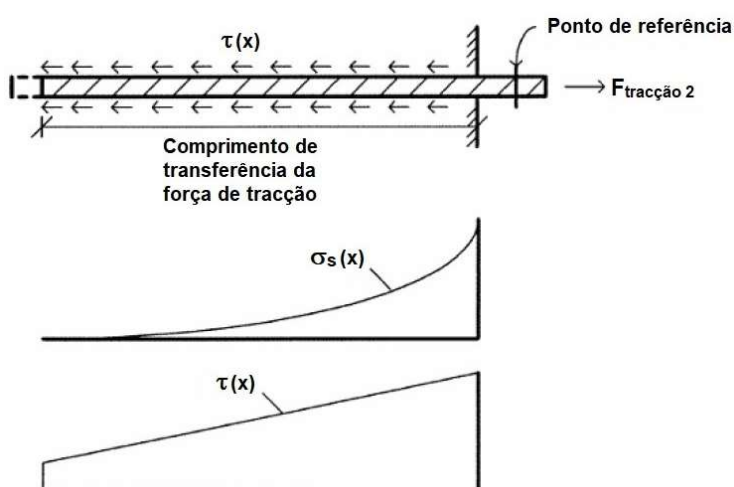


Figura 2.25 - Curva da tensão de aderência, com mobilização de todo o comprimento de amarração no ensaio de *pull-out*, adaptado de [42] citado por [43].

2.2. Ensaio para quantificar a aderência

Os ensaios de arrancamento mais usados para determinar a aderência entre o aço e o betão são o ensaio *pull-out* e o *beam test*. Apesar dos dois ensaios serem diferentes, os objectivos são os mesmos.

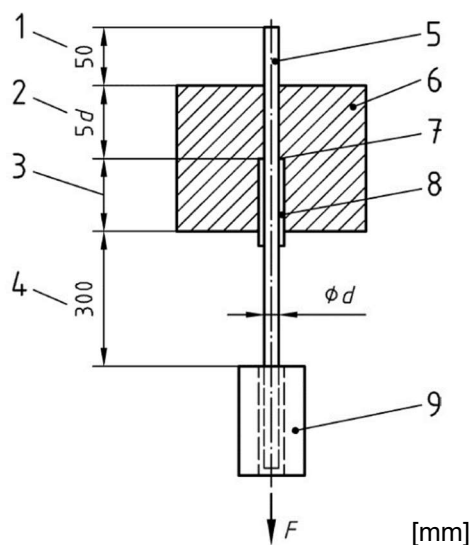
O ensaio *pull-out* consiste essencialmente em traccionar um varão de aço inserido e centrado num bloco de betão, exercendo uma força reacção de compressão contra o betão. Segundo Santos

[44], este ensaio é o mais usado pela comunidade científica na determinação da aderência, uma vez que é de fácil execução, acarreta custos reduzidos e permite obter resultados fiáveis.

Dependendo do que se pretende obter e/ou analisar, este pode ser realizado com provetes curtos ou longos, consoante o comprimento de varão aderente ao betão. No caso dos provetes curtos obter-se-á a resposta local enquanto com provetes longos obtém-se a resposta global. A distribuição de tensões ao longo do comprimento embebido não é uniforme. Para se conseguir uma distribuição uniforme é necessário estudar provetes com comprimentos embebidos muito curtos [11].

Segundo Lúcio e Marreiros [11] os ensaios *pull-out* com provetes curtos ($l/\phi \leq 5$), conforme recomendado na norma EN 10080 [45], permitem obter distribuições uniformes de tensões de aderência ao longo do varão, sendo assim adequados para o estudo da relação tensão de aderência-escorregamento da ligação aço-betão. Visto que apenas uma parte do varão é que adere ao betão, o comprimento aderente é limitado recorrendo-se para esse efeito, por exemplo, a um tubo de plástico colocado na zona solicitada (veja-se a Fig. 2.26).

No caso dos testes com provetes longos, estes permitem o estudo do comportamento global de uma ancoragem ou emenda. Estes fornecem informações uteis sobre a distribuição da tensão de aderência-escorregamento ao longo da ancoragem ou emenda e são uma referência para os modelos de elementos finitos [11].



Legenda: 1. Troço do varão até ao ponto de aplicação do dispositivo de medição de deslocamentos; 2. Comprimento aderente; 3. Comprimento livre 5ϕ , mínimo 200mm- 5ϕ ; 4. Troço do varão até ao ponto de aplicação da força de tracção; 5. Varão; 6. Betão; 7. Obturação; 8. Manga de plástico; e 9. Garra da máquina de ensaio.

Figura 2.26 - Representação esquemática do ensaio *pull-out*, segundo a norma EN 10080 [45].

O ensaio de viga consiste em ensaiar uma viga de betão à flexão e pode ser usado como alternativa ou complemento, ao ensaio *pull-out* com provetes longos. Neste caso o provete a ensaiar consta em dois blocos de betão armado ligados superiormente por uma rótula e inferiormente por um varão de aço, que está embebido no betão apenas num comprimento de 10ϕ . O provete é apoiado

Technical drawing of a mechanical assembly, showing a side view and a cross-section view.

Side View Dimensions:

- Overall width: 65
- Distance from left support to center: 37,5
- Distance from center to right support: 37,5
- Distance from left support to first force application point: L
- Distance between force application points: $10d$
- Distance from second force application point to right support: L
- Height of the assembly: 18
- Radius of the central hole: 5
- Radius of the outer hole: 10
- Radius of the central hole: 5
- Radius of the outer hole: 10
- Radius of the central hole: 5
- Radius of the outer hole: 10

Cross-section View Dimensions:

- Overall width: 10
- Height of the assembly: 18
- Radius of the central hole: 5
- Radius of the outer hole: 10
- Radius of the central hole: 5
- Radius of the outer hole: 10
- Radius of the central hole: 5
- Radius of the outer hole: 10

Labels:

- 1: Support (pin)
- 2: Force application point
- 3: Support (pin)
- F_i : Force
- $F/2$: Force
- m : Mass
- ϕd : Diameter

Figura 2.27 - Representação esquemática do ensaio de viga (*beam test*), segundo a norma EN 10080 [45].

2.3.1. Eurocódigo 2

Determinação da tensão de rotura da aderência

$$f_{bd} = 2,25 \mu_1 \mu_2 f_{ctd} \quad (2.3)$$

¹ Devido à crescente fragilidade do betão com o aumento da resistência, $f_{ctk,0,05}$ deverá ser limitado, para o presente efeito, ao valor correspondente à classe C60/75, a não ser que possa ser verificado que a tensão de rotura média da aderência aumenta para além deste limite.

condições são de “boa aderência; μ_2 é um coeficiente que está relacionado com o diâmetro do varão em que $\mu_2 = 1,0$ para $\phi \leq 32$ mm e $\mu_2 = (132 - \phi) / 100$ para $\phi > 32$ mm.

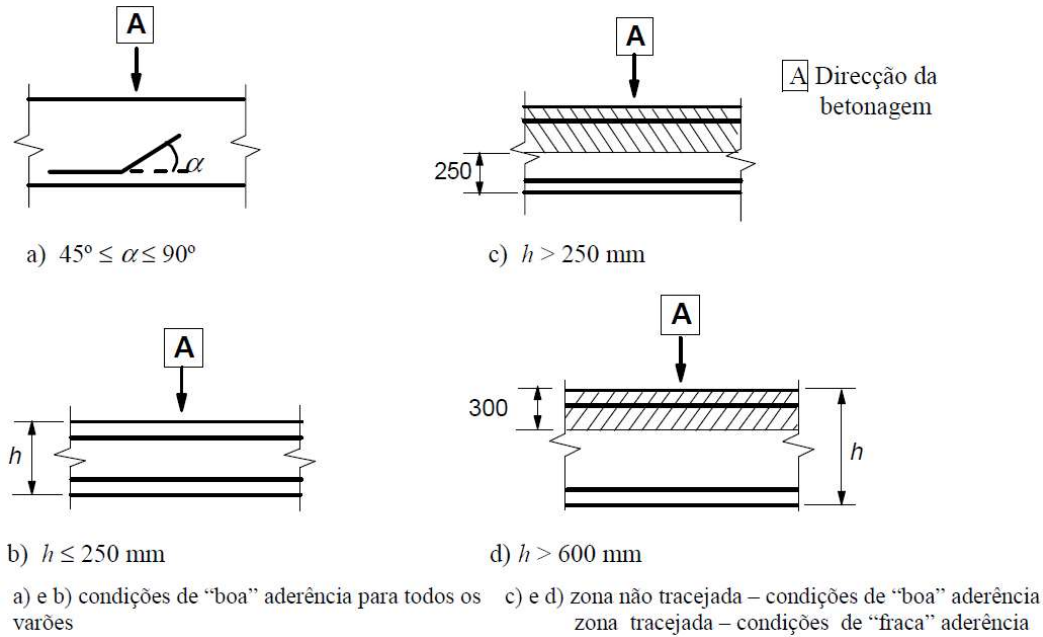


Figura 2.28 - Representação da influência da direcção de betonagem e da posição da armadura nas condições de aderência, segundo o EC 2 [10].

Determinação do comprimento de amarração de referência

O cálculo do comprimento de amarração necessário deve ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. O comprimento de amarração de referência ($l_{a,rqd}$) necessário para amarrar uma força ($A_s \cdot \sigma_{sd}$) instalada num varão recto, admitindo uma tensão de aderência constante (f_{bd}) é calculado da seguinte forma:

$$l_{a,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (2.4)$$

onde ϕ é o diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento; σ_{sd} é valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração ($\sigma_{sd} = A_{s,cd} / A_{s,ef} \cdot f_{yd}$, sendo $A_{s,cd}$ a área da armadura de cálculo e $A_{s,ef}$ a área de armadura efectiva); f_{bd} é o valor de cálculo da tensão de aderência, definido pela Eq. (2.3).

Comprimento de amarração de cálculo

O comprimento de amarração de cálculo (l_{ad}), é obtido pela seguinte expressão:

$$l_{ad} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \beta_5 l_{a,rqd} \geq l_{a,min} \quad (2.5)$$

onde β_1 tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado; β_2 tem em conta o efeito do recobrimento mínimo do betão (Fig. 2.29); β_3 tem em conta o efeito da cintagem

das armaduras transversais; β_4 tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo (l_{bd}); β_5 tem em conta o efeito da pressão transversal ao longo do comprimento de amarração de cálculo; $l_{a,rqd}$ é o comprimento de amarração de referência; $l_{a,min}$ é comprimento de amarração mínimo se não existir outra limitação (para amarrações de varões traccionados: $l_{a,min} \geq \max\{0,3 l_{a,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\}$; para amarrações de varões comprimidos: $l_{a,min} \geq \max\{0,6 l_{a,rqd}; 10 \phi; 100 \text{ mm}\}$). O produto $\beta_2 \beta_3 \beta_5$ tem de ser maior ou igual a 0,7. Os valores recomendados de $\beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$ e β_5 encontram-se na Tabela 2.1.

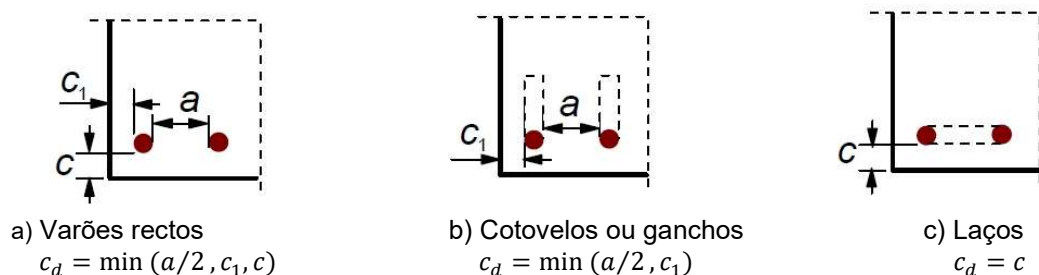


Figura 2.29 - Valores de c_d para vigas e lajes, segundo o Eurocódigo 2 [10].

Tabela 2.1 - Valores dos coeficientes $\beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$ e β_5 , segundo o Eurocódigo 2 [10].

Factor de influência	Tipo de amarração	Armadura para betão armado	
		Traccionada	Comprimida
Forma dos varões	Recta	$\beta_1 = 1,0$	$\beta_1 = 1,0$
	Outra não recta (Fig. 2.30 b, c e d)	$\beta_1 = 0,7$ se $c_d > 3 \phi$ caso contrário $\beta_1 = 1,0$ (Fig. 2.29 para os valores de c_d)	$\beta_1 = 1,0$
Recobrimento das armaduras	Recta	$\beta_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\beta_2 = 1,0$
	Outra não recta (Fig. 2.30 b, c e d)	$\beta_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3 \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (Fig. 2.29 para os valores de c_d)	$\beta_2 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais não soldadas à armadura principal	Todos os tipos	$\beta_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\beta_3 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais soldadas	Todos os tipos, posições e diâmetros (Fig. 2.30 e)	$\beta_4 = 0,7$	$\beta_4 = 0,7$
Cintagem por compressão transversal	Todos os tipos	$\beta_5 = 1 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

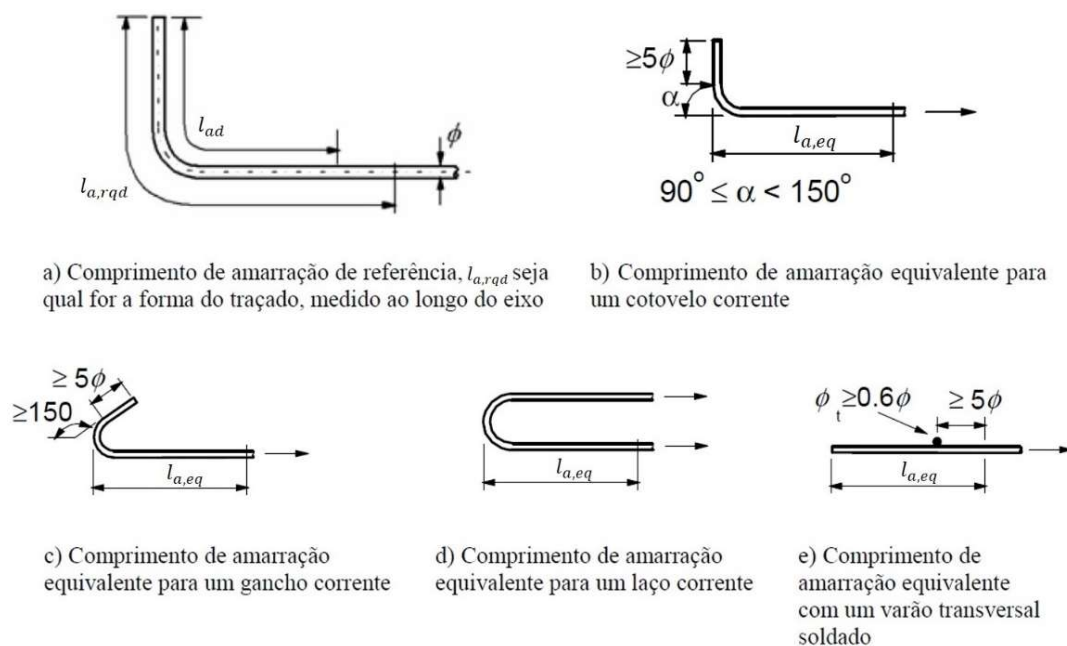


Figura 2.30 - Tipos de amarração para além da de prolongamento recto, segundo o Eurocódigo 2 [10].

É ainda importante referir que os cotovelos e os ganchos não contribuem para a amarração de varões em compressão conforme se mostra na Fig. 2.30.

2.3.2. Model Code 2010

O Model Code 2010 [4] começa por abordar a aderência através da descrição da relação tensão de aderência-escorregamento em varões nervurados. Este recomenda que, sob condições bem definidas, a determinação da relação entre a aderência local e o escorregamento local seja efectuada através da adopção de comprimentos de amarração curtos. Para carregamentos monotónicos o valor de referência das tensões de aderência (τ_0) entre o betão e a armadura para os modos de rotura por *pull-out* e *splitting*, pode ser calculado em função do escorregamento (δ) paralelo ao eixo do varão através da seguinte equação (veja-se também a Fig. 2.31):

$$\tau_0 = \begin{cases} \tau_{m\acute{a}x} (\delta/\delta_1)^\alpha & \text{se } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \\ \tau_{m\acute{a}x} & \text{se } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \\ \tau_{m\acute{a}x} - (\tau_{m\acute{a}x} - \tau_{res})(\delta - \delta_2)/(\delta_3 - \delta_2) & \text{se } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \\ \tau_{res} & \text{se } \delta_3 < \delta \end{cases} \quad (2.6)$$

os parâmetros desta equação estão definidos na Tabela 2.2. e na qual, r_s representa a distância livre entre as nervuras do varão. Os valores das colunas 1 e 2 da Tabela 2.2 apenas são válidos para betão bem confinado (recobrimento $\geq 5\phi$, distância entre varões $\geq 10\phi$), ou com um reforço de confinamento apropriado.

Tabela 2.2 - Parâmetros que definem a relação tensão de aderência-escorregamento para varões nervurados, segundo o Model Code 2010 [4].

	1	2	3	4	5	6
	Pull-out		Splitting			
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$		$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$			
	Boas condições de aderência	Outras condições de aderência	Boas condições de aderência		Outras condições de aderência	
			não confinado	armadura transversal	não confinado	armadura transversal
$\tau_{m\acute{a}x}$	$2,5 \sqrt{f_{cm}}$	$1,25 \sqrt{f_{cm}}$	$7,0 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$8,0 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,0 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,5 \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$
δ_1	1,0 mm	1,8 mm	$\delta(\tau_{m\acute{a}x})$	$\delta(\tau_{m\acute{a}x})$	$\delta(\tau_{m\acute{a}x})$	$\delta(\tau_{m\acute{a}x})$
δ_2	2,0 mm	3,6 mm	δ_1	δ_1	δ_1	δ_1
δ_3	r_s	r_s	$1,2 \delta_1$	$0,5 r_s$	$1,2 \delta_1$	$0,5 r_s$
α	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{res}	$0,4 \tau_{m\acute{a}x}$	$0,4 \tau_{m\acute{a}x}$	0	$0,4 \tau_{m\acute{a}x}$	0	$0,4 \tau_{m\acute{a}x}$

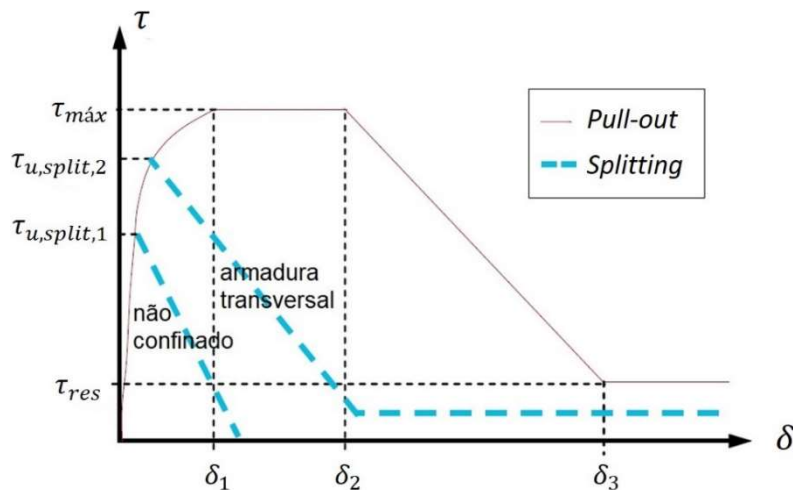


Figura 2.31 - Relação analítica tensão de aderência-escorregamento ($\tau - \delta$), para carregamentos monotônicos, segundo o Model Code 2010 [4].

De seguida este documento [4] descreve como ter em conta na relação tensão de aderência-escorregamento, os vários factores que influenciam o comportamento da aderência. De modo a considerar o efeito da fendilhação transversal, a tensão de aderência deve ser reduzida através do factor λ ($\lambda = 0,5x/\phi \leq 1$) nas zonas da armadura a uma distância $x \leq 2\phi$ da fenda. Para considerar a influência da tensão de cedência das armaduras, tensão de confinamento, fendilhação longitudinal e cargas cíclicas, a equação da relação tensão de aderência-escorregamento definida pela Eq. 2.6 deve ser modificada de acordo com a seguinte expressão:

$$\tau_m = \tau_0 \cdot \Omega_y \cdot \Omega_{p,tr} \cdot \Omega_{cr} \cdot \Omega_{cyc} \quad (2.7)$$

onde τ_m é a tensão de aderência de acordo com a curva tensão de aderência-escorregamento modificada; τ_0 é a tensão de aderência de acordo com a relação tensão de aderência-escorregamento definida pela Eq. 2.6; Ω_y é um factor que representa a influência da cedência da armadura

(adimensional); $\Omega_{p,tr}$ é um factor que representa a influência da tensão de confinamento (adimensional); Ω_{cr} é um factor que representa a influência da fendilhação longitudinal (adimensional); Ω_{cyc} é factor que representa a influência das cargas cíclicas (adimensional).

O comprimento de amarração, de acordo com o Model Code 2010 [4], é calculado através do procedimento que se descreve a seguir.

Determinação da tensão básica de aderência

A tensão básica de aderência ($f_{bd,0}$) é a tensão média na superfície nominal de um varão com um comprimento de amarração recto (l_a), e é definida pela seguinte expressão:

$$f_{bd,0} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 (f_{ck}/25)^{0,5} / \gamma_{cb} \quad (2.8)$$

em que η_1 é o coeficiente que tem em consideração se o varão é nervurado ou liso, tomando o valor de 1,75 para varões nervurados (incluindo aço galvanizado e aço inoxidável), 1,4 para varões nervurados revestidos com resina epoxy e 0,9 para varões lisos; η_2 representa a influência da posição do varão quando betonado ($\eta_2 = 1,0$ quando existem boas condições de aderência, ou seja, todos os varões com uma inclinação entre 45° e 90° em relação à horizontal durante a betonagem, ou varões com uma inclinação inferior a 45° em relação à horizontal que estão a mais de 250 mm do fundo da cofragem ou a pelo menos 300 mm do topo da cofragem durante a betonagem; $\eta_2 = 0,7$ para todos os outros casos em que são usados varões nervurados; $\eta_2 = 0,5$ para os casos em que são usados varões lisos); η_3 representa a influência do diâmetro do varão ($\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 25$ mm; $\eta_3 = (25/\phi)^{0,3}$ para $\phi > 25$ mm); η_4 representa a influência da tensão de cedência do varão ($\eta_4 = 1,0$ para $f_{yk} = 500$ MPa; $\eta_4 = 1,2$ para $f_{yk} = 400$ MPa; $\eta_4 = 0,85$ para $f_{yk} = 600$ MPa; $\eta_4 = 0,75$ para $f_{yk} = 700$ MPa; $\eta_4 = 0,68$ para $f_{yk} = 800$ MPa); f_{ck} é o valor característico da resistência do betão à compressão, em MPa; γ_{cb} é o coeficiente parcial de segurança para a aderência, que toma o valor de 1,5.

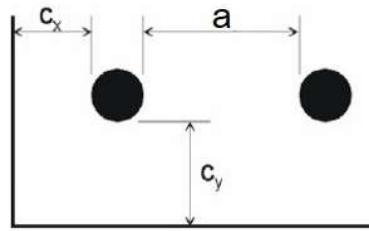
Determinação da tensão de aderência de cálculo

A tensão de aderência de cálculo (f_{bd}) para varões nervurados é uma modificação da tensão básica de aderência de modo a englobar o efeito do confinamento e da fendilhação paralela ao eixo do varão e que é definida através de:

$$f_{bd} = (\alpha_2 + \alpha_3) f_{bd,0} - 2 p_{tr} < 2,0 f_{bd,0} - 0,4 p_{tr} < (1,5/\gamma_{cb}) \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.9)$$

onde α_2 representa a influência do confinamento passivo atribuído pelo recobrimento do betão, pode ser considerado de forma conservativa igual a 1,0 ($\alpha_2 = (c_{min}/\phi)^{0,5} \cdot (c_s/2c_{min})^{0,15}$ para varões nervurados (Fig. 2.32); $\alpha_2 = (c_{min}/\phi)^{0,7} \cdot (c_s/2c_{min})^{0,15}$ para varões revestidos com epoxy (Fig. 2.32); $\alpha_2 = 1,0$ para varões lisos); α_3 representa a influência do confinamento passivo atribuído pelos reforços transversais, pode ser considerado de forma conservativa igual a 1,0 ($\alpha_3 = k_d \cdot$

$(K_{tr} - \alpha_t/50) \geq 0,0$, $K_{tr} \leq 0,05$, sendo $K_{tr} = n_t A_{st} / (n_b \phi s_t)$; n_t o número de varões transversais que atravessam uma potencial superfície de *splitting*; A_{st} a área transversal do varão confinado [mm²]; s_t o espaçamento da armadura transversal [mm]; n_b o número de varões ancorados na potencial superfície de *splitting*; ϕ o diâmetro do varão ancorado [mm]; p_{tr} é a tensão média de compressão perpendicular à potencial superfície de *splitting*, se esta tensão de compressão for aplicada em apenas uma porção do comprimento de amarração a tensão de aderência aumenta nessa zona (se a tensão transversal for de compressão p_{tr} tem sinal negativo); $f_{bd,0}$ é a tensão básica de aderência; f_{ck} é o valor característico da resistência do betão à compressão, em MPa; γ_{cb} é o coeficiente parcial de segurança para a aderência, que toma o valor de 1,5.



$$c_{min} = \min(a/2, c_x, c_y) \quad c_{max} = \max(a/2, c_x)$$

Figura 2.32 - Notação para o cálculo de α_2 , segundo o Model Code 2010 [4].

Comprimento de amarração de cálculo

O comprimento de amarração de cálculo pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$l_{ad} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \geq l_{a,min} \quad (2.10)$$

onde ϕ é o diâmetro do varão; σ_{sd} é a tensão instalada no varão a ser amarrado (Eq. 2.11); f_{bd} é a tensão de aderência de cálculo; e $l_{a,min}$ é o comprimento mínimo de amarração dado por $l_{a,min} > \max\{0,3 \phi f_{yd} / (4 f_{bd}); 10 \phi; 100 \text{ mm}\}$.

A tensão instalada na armadura a ser amarrada (σ_{sd}) ao longo do comprimento de amarração (l_b) é calculada da seguinte forma:

$$\sigma_{sd} = \alpha_1 f_{yd} - (F_h/A_s) \quad (2.11)$$

em que $\alpha_1 = A_{s,cd} / A_{s,ef}$, sendo $A_{s,cd}$ a área de armadura de cálculo e $A_{s,ef}$ a área de armadura efectiva; F_h representa as forças desenvolvidas devido ao uso de ganchos e laços, varões transversais soldados, reforços soldados ao fim do varão, entre outras (Eq. 2.12) (para varões com amarrações rectas pode ser considerado igual a 0); e A_s a área da secção transversal do varão a ser amarrado.

A presença de ganchos e laços no fim dos varões contribui para a transferência das forças das armaduras em tracção para o betão. Assim o valor de F_h da Eq. (2.11), para ganchos e laços normais, pode ser considerado igual a:

$$F_h = 60 f_{bd} A_s \quad (2.12)$$

onde f_{bd} é a tensão de aderência de cálculo, usando para o cálculo de α_2 a Fig. 2.33; e A_s é a área da secção transversal do varão.

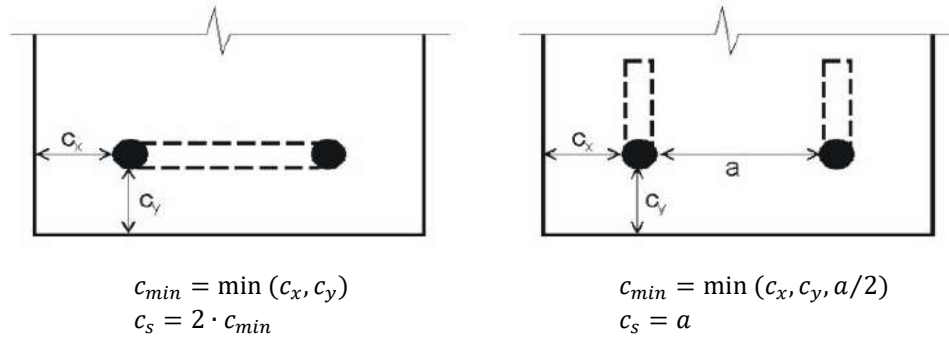


Figura 2.33 - Esquema para o cálculo de α_2 com ganchos e laços, segundo o Model Code 2010 [4].

3. Programa experimental

3.1. Introdução

O presente capítulo tem como objectivo mostrar os provetes e ensaios usados no estudo do fenómeno da aderência entre betão e aço de construção corrente. Descreve-se as características geométricas dos provetes e a sua preparação, assim como, o sistema de ensaio e a caracterização dos materiais usados.

O programa experimental consiste no ensaio, do tipo *pull-out*, de 33 provetes para a análise da aderência, fazendo-se variar o diâmetro do varão e o comprimento de amarração. Estes são constituídos por um varão de aço nervurado inserido no centro de um bloco de betão, sem o uso de armadura transversal. As características dos materiais usados foram: betão de classe C30/37 e varões de aço A500NR com diâmetros de 6 mm, 8 mm e 12 mm. Foram também ensaiados 24 provetes, 12 cubos e 12 cilindros, para a caracterização do betão e 12 provetes para a caracterização do aço. Todos estes provetes foram realizados e ensaiados no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa. O betão usado foi adquirido na forma de betão pronto à Sonangil - Construção Civil e Obras Públicas, S.A.

As principais variáveis em estudo são: o comprimento de amarração e o efeito do diâmetro do varão na tensão de aderência e no escorregamento do varão.

3.2. Características dos provetes

3.2.1. Materiais usados nos provetes

Os provetes usados neste trabalho, para a caracterização da aderência, são constituídos por um varão de aço nervurado inserido num bloco de betão. O betão usado nestes foi de classe C30/37, visto ser uma classe de betão frequentemente usada na construção de edifícios correntes e ter uma tensão de rotura à tracção e à compressão relativamente elevada, de modo a evitar que os provetes tenham uma rotura por *splitting*.

No caso dos varões nervurados, optou-se por usar aço da classe A500 NR visto ser um tipo de aço muito usado actualmente na construção de edifícios. Os diâmetros de varão usados foram 6 mm,

8 mm e 12 mm, com vista a estudar a influência da variação do diâmetro da armadura na temática do presente estudo experimental.

3.2.2. Dimensões dos provetes

A definição das dimensões, dos provetes destinados à caracterização da aderência, teve início com a definição da largura e da altura dos provetes. Novamente procurou-se evitar o modo de rotura por *splitting*, assim tentou-se que o recobrimento da armadura fosse o maior possível, mas tendo sempre em linha de conta que um aumento excessivo destas dimensões aumentaria o peso dos provetes dificultando o seu manuseamento. Assim, por este motivo e seguindo a recomendação da norma EN 10080 [45], optou-se por usar provetes com 200 mm de largura e 200 mm de altura (Fig. 3.4).

Na definição do comprimento dos provetes teve-se em linha de conta a simplicidade da montagem e corte das cofragens, optou-se assim por usar comprimentos iguais para os provetes com o mesmo diâmetro de varão. Desta forma, visto os comprimentos de amarração longos de cada diâmetro (Tabela 3.1) serem os mais condicionantes em termos de comprimento dos provetes, decidiu-se usar as seguintes medidas: 250 mm para os provetes com varões de $\phi 6$ mm; 300 mm para os provetes com varões de $\phi 8$ mm; e 400 mm para os provetes com varões de $\phi 12$ mm (Fig. 3.1, 3.2 e 3.3).

É também importante referir que não foi possível adicionar um comprimento não aderente (5ϕ) junto à extremidade do varão a ser traccionado, tal como recomendado na norma EN 10080 [45], pois desta forma seria impossível medir os deslocamentos do varão junto ao betão e no início da amarração. Realce-se que esta é uma condição crucial para a determinação do comportamento local entre o betão e o varão, conforme se verá mais adiante no subcapítulo 4.5.

3.2.3. Comprimento de amarração dos varões

De seguida procedeu-se à estimativa do comprimento de amarração de cálculo, segundo o Model Code 2010 [4], através do procedimento presente no capítulo 2.3.2 deste trabalho.

Começou-se por calcular a tensão básica de aderência ($f_{bd,0}$) através da expressão 2.8, tendo para isto em consideração que os varões usados eram nervurados, de diâmetro sempre inferior a 25 mm e a classe do aço era A500NR. Teve-se também em atenção que os varões durante a betonagem iriam estar na horizontal (inclinação inferior a 45°), mas estariam a menos de 250 mm do fundo da cofragem e a menos de 300 mm do topo da cofragem, não se enquadrando assim neste critério. Em relação ao coeficiente parcial de segurança da aderência (γ_{cb}) considerou-se igual a 1, ao contrário do recomendado pela norma, visto nesta experiência ter-se como objectivo a rotura da aderência, e daí não fazer sentido minorar este parâmetro aumentando assim a segurança.

Sucessivamente calculou-se a tensão de aderência com base na tensão de aderência de cálculo (f_{bd}) (Eq. 2.9) considerando mais uma vez que os varões usados eram nervurados e que não estaria presente ou se iria aplicar nenhuma pressão de confinamento transversal. No que toca à variável que representa a influência do confinamento passivo atribuído pelos reforços transversais, por não se ter usado qualquer armadura transversal, seguiu-se a recomendação da norma [4] e admitiu-se de forma conservativa esta variável igual a 1. Mais uma vez pelo motivo enunciado no paragrafo anterior considerou-se o valor de 1 para o coeficiente parcial de segurança da aderência.

Por fim procedeu-se ao cálculo do comprimento de amarração com base no comprimento de amarração de cálculo (l_{ad}) definido pela expressão 2.10, tendo em conta que se iria ancorar um único varão através de uma amarração recta sem recorrer a nenhum tipo de gancho ou laço. O valor da tensão de cedência de cálculo do aço (f_{yd}) admitiu-se igual a 535 MPa, visto ter-se considerado o coeficiente parcial de segurança do aço igual a 1 devido ao motivo já relatado nos parágrafos anteriores, e por se ter como objectivo amarrar uma força correspondente à tensão de cedência do varão. É ainda de referir que não se verificou o comprimento de amarração mínimo ($l_{a,min}$), já que este procedimento tem o objectivo de garantir a segurança da amarração, o que vai contra o objectivo deste estudo.

Após se ter obtido os comprimentos de amarração de acordo com o Model Code 2010 [4], com o objectivo de estudar a influência da variação do comprimento de amarração no comportamento da aderência, decidiu-se usar um comprimento mais elevado e dois mais baixos que os de cálculo. Assim, tendo como base os comprimentos já mencionados aumentou-se 10 cm para obter o comprimento mais longo e reduziu-se 10 cm para obter o comprimento mais curto. O segundo comprimento mais baixo obteve-se fazendo a média entre o comprimento calculado pela norma [4] e o comprimento mais curto. Deste modo obtiveram-se, para cada diâmetro, os comprimentos de amarração a seguir apresentados na Tabela 3.1. Estes comprimentos de amarração encontram-se esquematizados nas Figs. 3.1, 3.2 e 3.3.

Tabela 3.1 - Comprimentos de amarração usados nos provetes para a determinação da aderência.

Comprimento de amarração, l_a [mm]	Diâmetro do varão, ϕ [mm]		
	$\phi 6$	$\phi 8$	$\phi 12$
Curto 1	40	80	170
Curto 2	90	130	220
Model Code 2010 [4]	140	180	270
Longo	240	280	370

É ainda de referir que visto os provetes possuírem um comprimento sempre superior ao comprimento de amarração e havendo necessidade que o varão ficasse exposto na base do provete de modo a medir os deslocamentos, usou-se um tubo de plástico para impedir que ocorresse adesão entre o betão e o aço ao longo de um certo comprimento, garantindo assim que o comprimento de amarração era o correcto. Esta solução encontra-se esquematizada nas Figs. 3.1, 3.2 e 3.3.

3.2.4. Designação dos provetes

Com o intuito de identificar facilmente cada provete, atribuiu-se-lhes uma designação que permite identificar cada um deles individualmente e ao mesmo tempo saber o diâmetro do varão usado, o comprimento de amarração e o número da repetição do teste. Por exemplo a nomenclatura “P- ϕ 6-40-2”, representa o provete com um varão de diâmetro 6 mm, com um comprimento de amarração de 40 mm e é o espécime 2 com estas características. Seguindo esta lógica, apresenta-se na Tabela 3.2 a lista dos provetes usados neste estudo com as respectivas designações e características.

Tabela 3.2 - Designação atribuída a cada provete.

Designação do provete	Comprimento de amarração, l_a [mm]	Diâmetro do varão, ϕ [mm]	Altura do provete [mm]
$P-\phi 6-40-1$	40	$\phi 6$	250
$P-\phi 6-40-2$			
$P-\phi 6-40-3$			
$P-\phi 6-90-1$	90		
$P-\phi 6-90-2$			
$P-\phi 6-140-1$			
$P-\phi 6-140-2$			
$P-\phi 6-140-3$			
$P-\phi 6-240-1$	240		
$P-\phi 6-240-2$			
$P-\phi 6-240-3$			
$P-\phi 8-80-1$	80	$\phi 8$	300
$P-\phi 8-80-2$			
$P-\phi 8-80-3$			
$P-\phi 8-130-1$	130		
$P-\phi 8-130-2$			
$P-\phi 8-180-1$	180		
$P-\phi 8-180-2$			
$P-\phi 8-180-3$			
$P-\phi 8-280-1$	280		
$P-\phi 8-280-2$			
$P-\phi 8-280-3$			
$P-\phi 12-170-1$	170	$\phi 12$	400
$P-\phi 12-170-2$			
$P-\phi 12-170-3$			
$P-\phi 12-220-1$	220		
$P-\phi 12-220-2$			
$P-\phi 12-270-1$	270		
$P-\phi 12-270-2$			
$P-\phi 12-270-3$			
$P-\phi 12-370-1$	370		
$P-\phi 12-370-2$			
$P-\phi 12-370-3$			

3.2.5. Esquematização dos provetes

Tendo como base os materiais e dimensões dos provetes e os comprimentos de amarração descritos no presente subcapítulo, apresentam-se os esquemas detalhados dos provetes para cada diâmetro de varão nas Figs. 3.1 a 3.4.

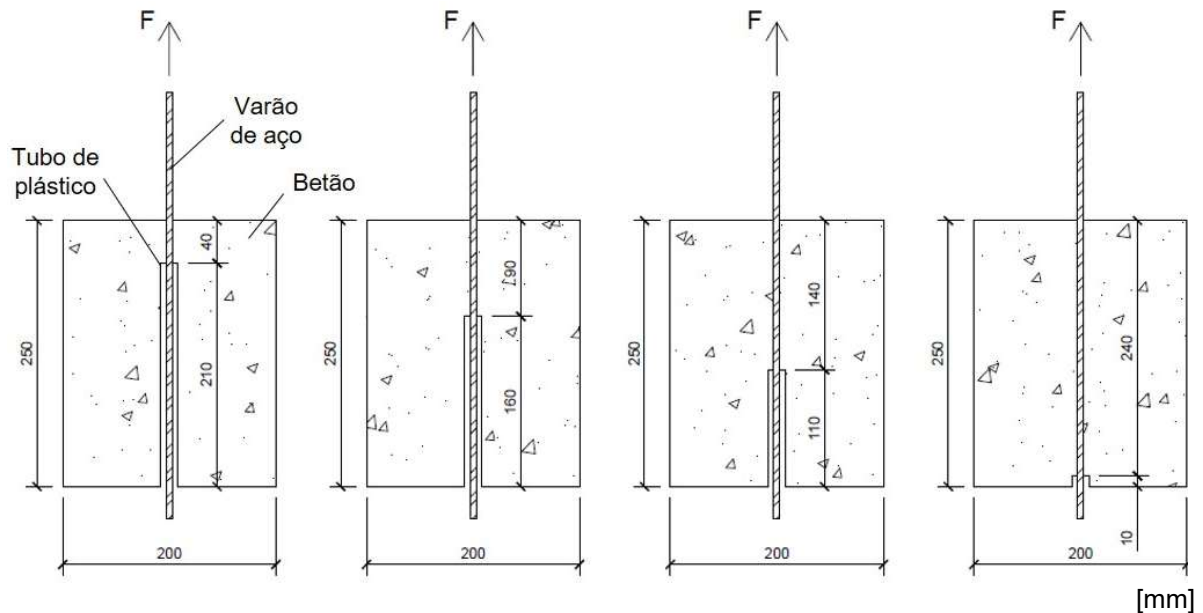


Figura 3.1 - Esquema dos provetes com varões $\phi 6$ mm e pormenor do tubo de plástico.

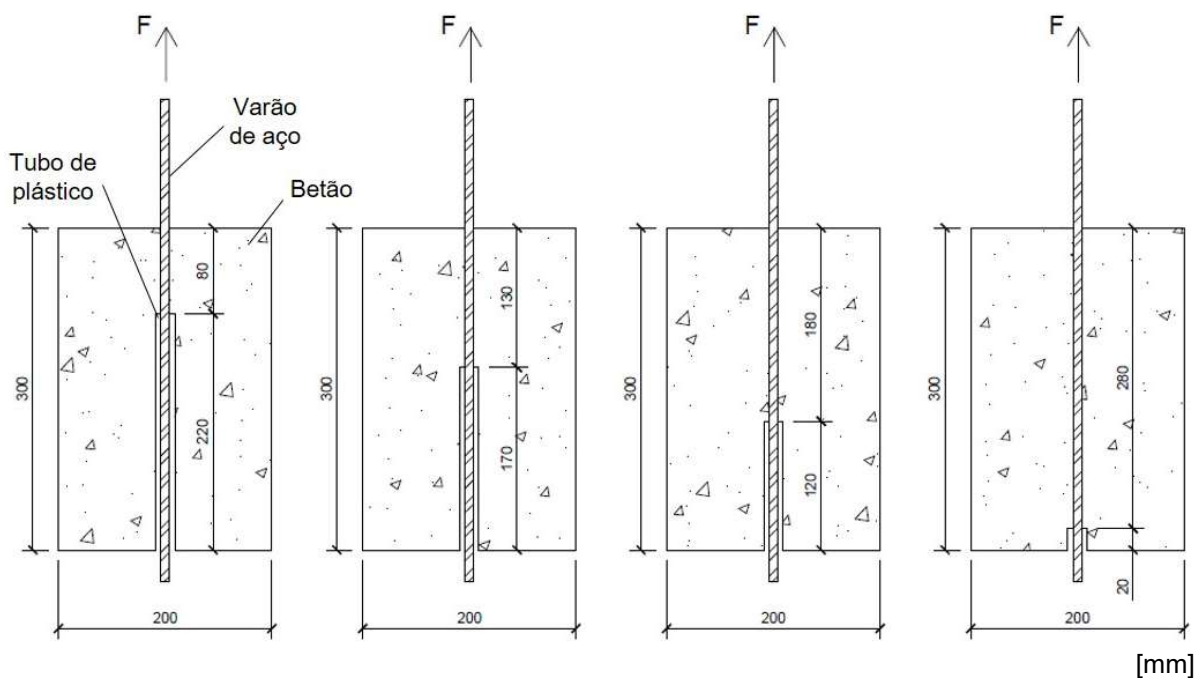


Figura 3.2 - Esquema dos provetes com varões $\phi 8$ mm e pormenor do tubo de plástico.

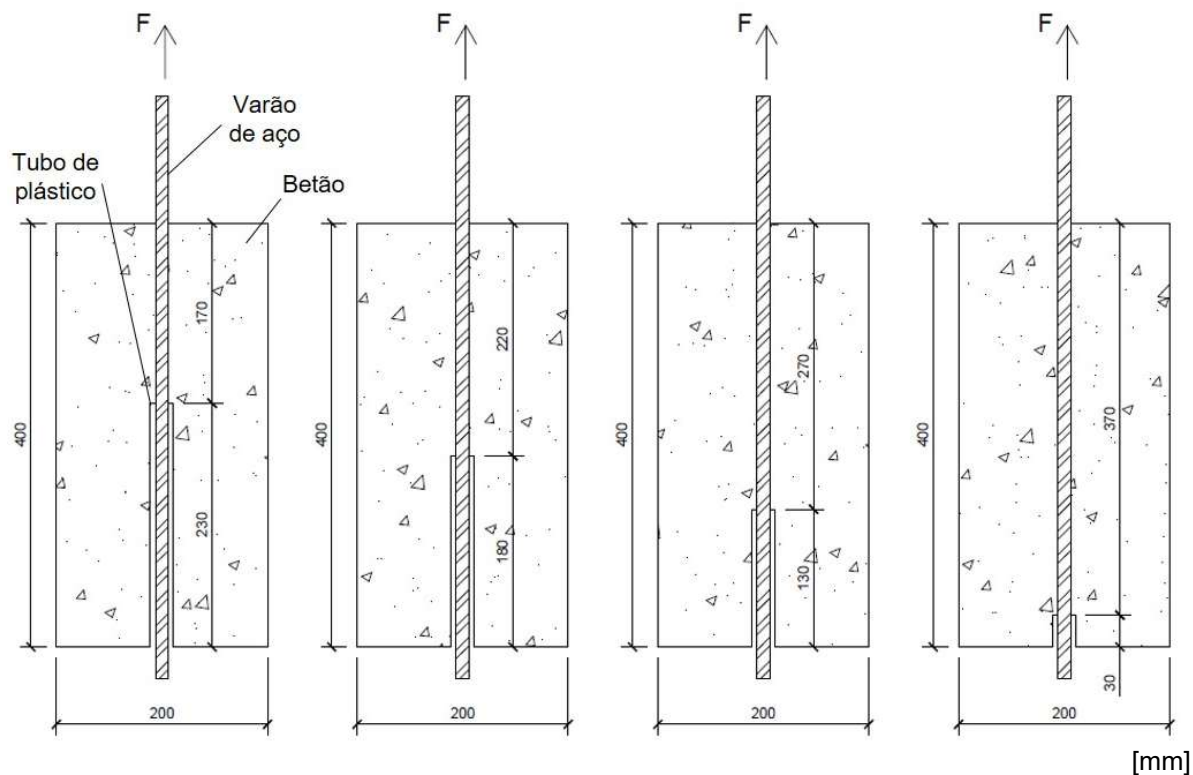


Figura 3.3 - Esquema dos provetes com varões $\phi 12$ mm e pormenor do tubo de plástico.

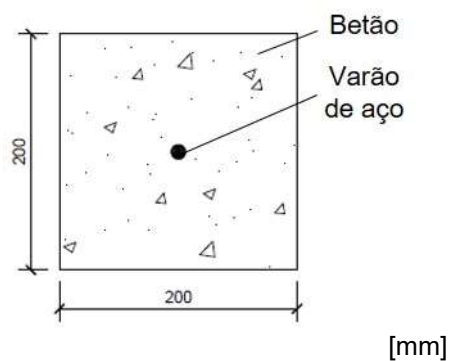
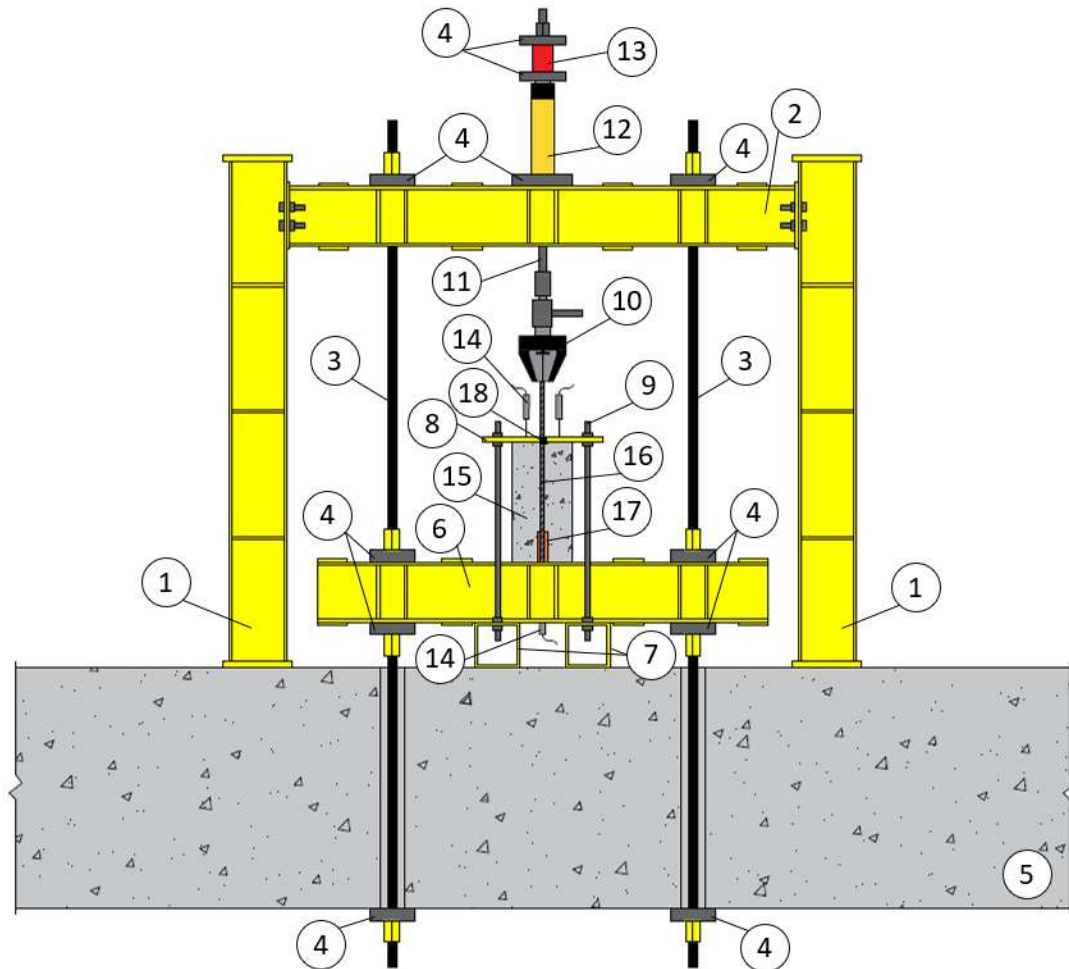


Figura 3.4 - Esquemática da vista superior de um provete.

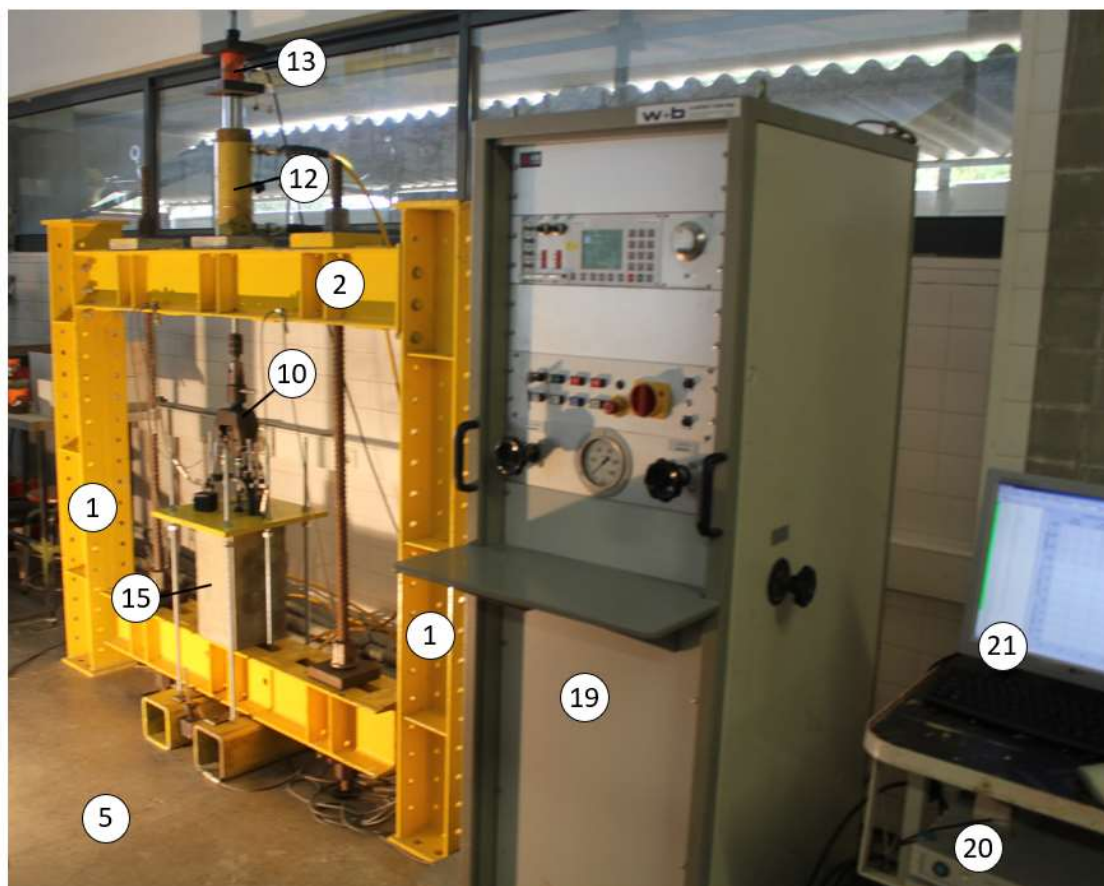
3.3. Descrição do sistema de ensaio

Um sistema de ensaio adequado é essencial para a obtenção dos resultados pretendidos de forma eficaz e fidedigna. No presente trabalho, tendo como objectivo a realização de ensaios *pull-out*, usou-se o sistema de ensaio que se mostra nas Figs. 3.5 a 3.7.



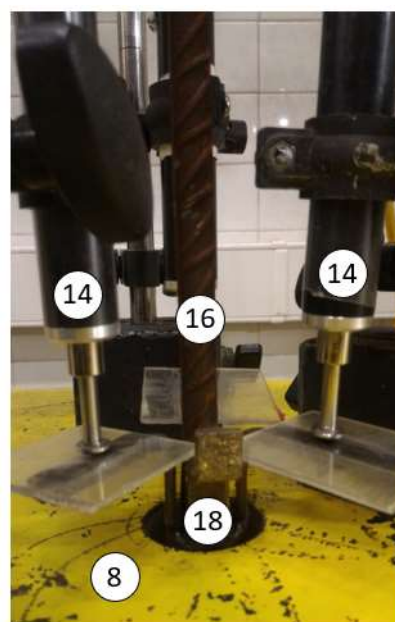
Legenda: 1 - Pilar do pórtico; 2 - Viga do pórtico; 3 - Barra de pré-esforço em aço roscado; 4 - Chapa de aço; 5 - Laje de betão armado rígida; 6 - Perfil de aço; 7 - Tubo de aço quadrado; 8 - Chapa de aço de reacção; 9 - Varão de aço roscado; 10 - Garra; 11 - Varão de aço roscado; 12 - Macaco hidráulico; 13 - Célula de carga; 14 - Sensor de deslocamento; 15 - Bloco de betão; 16 - Varão de aço nervurado; 17 - Tubo de plástico; 18 - Peça para auxiliar a medição do deslocamento do varão.

Figura 3.5 - Esquematização do sistema de ensaio.



Legenda: 1 - Pilar do pórtico; 2 - Viga do pórtico; 5 - Laje de betão armado rígida; 10 - Garra; 12 - Macaco hidráulico; 15 - Bloco de betão; 19 - Bomba hidráulica; 20 - Data logger; 20 - Computador.

Figura 3.6 - Fotografia do sistema de ensaio.



Legenda: 8 - Chapa de aço de reacção; 14 - Sensor de deslocamento; 16 - Varão de aço nervurado; 18 - Peça para auxiliar a medição do deslocamento do varão.

Figura 3.7 - Pormenor da instrumentação usada para medir os deslocamentos do varão.

A estrutura do sistema de ensaio consiste num pórtico formado por dois pilares (perfil de aço HEB 200, com 1,70 m de altura) e uma viga (dois perfis de aço soldados UPN 200, com 1,70 m de comprimento) (Fig. 3.5 nº. 1 e 2 respectivamente), que é fixado à laje de betão rígida (espessura 0,8 m) (Fig. 3.5 nº. 5) através do pré-esforço aplicado pelas barras roscadas ($\phi 30$ mm) (Fig. 3.5 nº. 3). Este pórtico tem como propósito servir de suporte à reacção provocada pela acção do macaco hidráulico (Fig. 3.5 nº. 12). A viga do pórtico (Fig. 3.5 nº. 2), com já mencionado é constituída por dois perfis UPN soldados, permitindo assim que haja uma abertura entre os dois perfis para a colocação do varão de aço roscado (Fig. 3.5 nº. 11) que faz a ligação da garra (Fig. 3.5 nº. 10) ao macaco hidráulico e à célula de carga (Fig. 3.5 nº. 12 e 13 respectivamente).

O provete de betão assenta num perfil de aço (Fig. 3.5 nº. 6), constituído por dois perfis UPN 200 soldados (1,50 m de comprimento) com uma abertura no centro, que se encontra elevado do chão através de dois tubos quadrados (150 x 150 x 10 mm, com 0,5 m de comprimento) (Fig. 3.5 nº. 7), de modo a permitir colocar um sensor de deslocamento (Fig. 3.5 nº. 14) na base do provete para medir os deslocamentos do varão nervurado (Fig. 3.5 nº. 16). Com o objectivo de contrariar a força de tracção aplicada pela garra (Fig. 3.5 nº. 10) no varão nervurado usou-se uma chapa de reacção (400 x 400 x 20 mm) (Fig. 3.5 nº. 8) que se encontra segura através de 6 varões roscados M16 (Fig. 3.5 nº. 9) que ligam esta chapa aos tubos de aço quadrados (Fig. 3.5 nº. 7). A chapa de reacção possui no seu centro um furo com 30 mm de diâmetro para permitir a passagem do varão nervurado e a colocação da peça para medir os deslocamentos do varão (Fig. 3.5 e 3.7 nº 18). É ainda de referir que se procurou manter o furo desta chapa o mais pequeno possível, de modo a evitar a rotura do provete por cone de betão e minimizar a influência das tensões parasitas na interface entre o betão e a armadura, junto à zona carregada do provete.

Para aplicar a força de tracção no varão nervurado recorreu-se a um macaco hidráulico (Enerpac RCH-306, com capacidade de 326 kN) (Fig. 3.5 e 3.6 nº. 12) controlado por uma bomba hidráulica (WALTER+BAI AG tipo NSPA 700 / DIG 2000) (Fig. 3.6 nº. 19). Esta força é transferida do macaco hidráulico até à garra (Fig. 3.5 nº. 10), que está a prender o varão, através de um varão de aço roscado M27 (Fig. 3.5 nº. 11). A força aplicada pelo macaco hidráulico é medida pela célula de carga (CLC-200KNA, com capacidade de 200 kN) (Fig. 3.5 nº. 13) que envia estes dados para o *data logger* (HBM Spider 8) (Fig. 3.6 nº. 20), que por sua vez os transfere para o computador (Fig. 3.6 nº. 21).

Os deslocamentos do varão foram medidos recorrendo a quatro sensores de deslocamento (CDP-50, com capacidade de medir deslocamentos até 50 mm) (Fig. 3.7 nº. 14). O deslocamento na base do provete foi medido usando apenas um sensor de deslocamento fixo com uma base magnética a um dos tubos quadrados (Fig. 3.5 nº. 7). No topo do provete, com o objectivo de medir o deslocamento do varão o mais junto à superfície do betão possível, usou-se uma peça (Fig. 3.7 nº. 18) que consiste numa porca com três parafusos na lateral, que permitem fixar a peça ao varão, e três cantoneiras soldadas. Em cada cantoneira colou-se um pequeno pedaço de acrílico que serviu de base para o ponteiro de medição dos sensores de deslocamento, tal como mostra a Fig. 3.7. Os sensores de deslocamento no topo do provete foram fixados recorrendo a bases magnéticas fixas à chapa de reacção (Fig. 3.5 nº. 8). Os dados recolhidos pelos sensores de deslocamento eram, tal como no caso

da célula de carga, enviados para o *data logger* e depois para o computador (Fig. 3.6 nº. 20 e 21 respectivamente).

3.4. Preparação dos provetes

A preparação dos provetes usados neste estudo iniciou-se com o corte e montagem das cofragens. Estas foram cortadas a partir de contraplacado de cofragem revestido com um filme fenólico liso, com uma espessura de 15 mm. Seguidamente procedeu-se à sua montagem, formando três séries de cofragens, uma para cada diâmetro de varão, de modo a rentabilizar ao máximo o contraplacado de cofragem. Para as ligações dos painéis usaram-se parafusos, e cantoneiras para reforçar algumas destas ligações que se consideraram susceptíveis de cederem durante a betonagem e vibração do betão. Foram também usadas cantoneiras para fixar as cofragens laterais dos provetes à base da cofragem, que é também constituída por contraplacado de cofragem. É também importante referir que a junta entre as cofragens laterais e a base da cofragem foi selada com silicone, de modo a evitar que durante a betonagem alguma porção da água e cimento do betão pudessem por aí escapar, prejudicando a qualidade do betão. Pode ser observado um exemplo desta montagem na Fig. 3.8.



Figura 3.8 - Exemplo da cofragem para uma série de provetes com o mesmo diâmetro de varão.

O próximo passo consistiu na furação das laterais das cofragens, no centro de onde irá ser betonado o provete, e na colocação dos varões nervurados nesses furos. Desta forma os varões ficam fixos à cofragem estando assim impedidos de se mover durante a betonagem e ficam centrados no bloco de betão. Colocou-se também, como já mencionado anteriormente, um tubo de plástico no varão (Fig. 3.9 a) com o intuito de impedir a adesão do varão ao betão em todo o seu comprimento, respeitando assim os comprimentos de amarração definidos. Para a colocação deste tubo seguiu-se o esquema apresentado nas Figs. 3.1, 3.2 e 3.3. É ainda importante referir que as extremidades do tubo de plástico foram seladas com silicone (Fig. 3.9 b), de modo a impedir que o betão entrasse para o interior no tubo aumentando o comprimento de amarração.



(a)



(b)

Figura 3.9 - (a) Posicionamento do varão e do tubo de plástico no provete $P-\phi 12-170-1$; (b) Pormenor da selagem das extremidades do tubo de plástico com silicone.

De seguida procedeu-se à aplicação de óleo descofrante em todas as superfícies interiores da cofragem, que iriam estar em contacto com o betão, evitando assim que o betão adira a estas superfícies, facilitando a descofragem. Colocou-se também uma identificação de cada provete, no topo da cofragem do mesmo, de modo a evitar possíveis confusões após a betonagem. A Fig. 3.10 mostra as três séries de cofragens, uma para cada diâmetro, já com os varões e os tubos de plástico posicionados e com a respectiva identificação dos provetes.



Figura 3.10 - Fotografia das três séries de cofragens, uma para cada diâmetro, com o varão e o tubo de plástico posicionados e identificação de cada provete.

O betão usado na betonagem dos provetes descritos atrás foi adquirido na forma de betão pronto à Sonangil - Construção Civil e Obras Públicas, S.A. A classe de resistência do betão foi, como já mencionado na descrição dos provetes C30/37. Durante a betonagem houve o cuidado de vibrar o betão, seguindo as recomendações presentes na norma NP ENV 13670-1 [46], para isto recorreu-se a um vibrador eléctrico portátil com agulha. O aspecto final dos provetes após a betonagem pode ser observado na Fig. 3.11.



Figura 3.11 - Fotografia dos provetes após a betonagem.

Após a betonagem tomaram-se medidas de protecção do betão, tal como especificado na norma NP ENV 13670-1 [46], de modo a minimizar a retracção plástica. Para isto protegeu-se e molhou-se regularmente a superfície do betão exposta ao ar, permitindo assim que as taxas de evaporação desta superfície fossem o mais baixas possível. A cofragem e esta protecção da superfície foram mantidas durante 28 dias, após os quais se procedeu à descofragem dos provetes.

3.5. Caracterização dos materiais

Na análise dos resultados dos provetes usados para a caracterização da aderência aço-betão, é fundamental conhecer as características mecânicas dos materiais usados no fabrico destes provetes. Para isto realizaram-se ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do aço dos varões nervurados e do betão pronto.

3.5.1. Aço nervurado

Para a caracterização das propriedades mecânicas dos varões de aço nervurado, utilizados na fabricação dos provetes descritos nos subcapítulos anteriores, realizaram-se ensaios de tracção de acordo com a norma EN 10002-1 [47]. Nestes ensaios foram levados à rotura quatro provetes de aço por cada diâmetro de varão, obtendo-se assim a relação tensão-extensão do aço. É ainda importante

referir que os provetes usados para caracterizar o aço foram cortados a partir do mesmo varão A500NR de 12 m que os varões usados nos provetes destinados ao estudo da aderência, garantindo assim que se tratava de aço do mesmo lote de produção.

Os ensaios foram realizados no Laboratório, do Departamento de Engenharia Mecânica, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa. O equipamento usado para realizar estes ensaios foi uma prensa hidráulica, que tinha associada uma célula de carga, para medir a carga que estava a ser aplicada, e duas garras que permitiam agarrar o provete de aço. Foi também colocado um extensómetro no centro do provete de aço para medir as extensões durante o ensaio. Este equipamento e as suas componentes podem ser observados na Fig. 3.12.

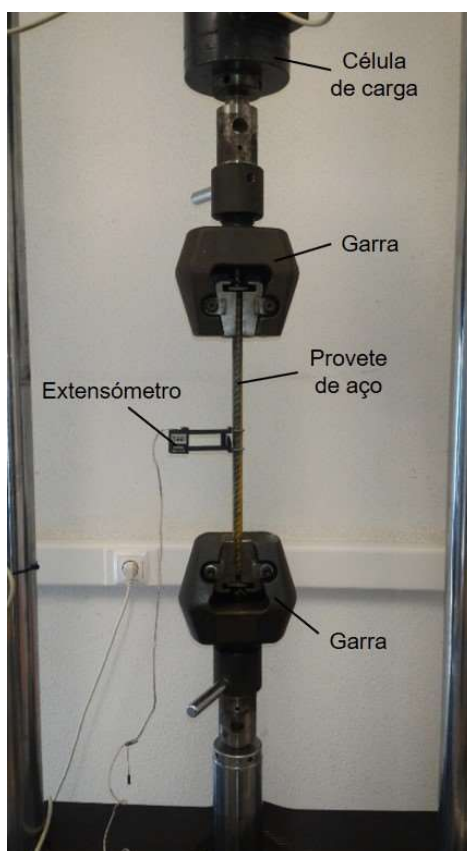


Figura 3.12 - Ensaio de tracção para a caracterização do aço.

Através destes ensaios obtiveram-se as relações tensão-extensão para cada diâmetro mostradas nas Figs. 3.13 a 3.15, a partir das quais se retirou os dados apresentados, de forma mais resumida, na Tabela 3.3. É de referir ainda que na Figura 3.13, o facto de a estricção do varão ter-se desenvolvido na zona de medição do extensómetro, o provete P4 apresentou uma extensão de rotura superior aos restantes provetes. Já na Figura 3.14, a ausência do patamar de cedência do provete P1 deveu-se ao facto de na primeira tentativa de ensaio, a máquina de tracção ter terminado o ensaio de forma inesperada, levando o varão apenas à cedência. Da repetição deste ensaio o patamar de cedência o patamar de cedência deste provete ficou omissa.

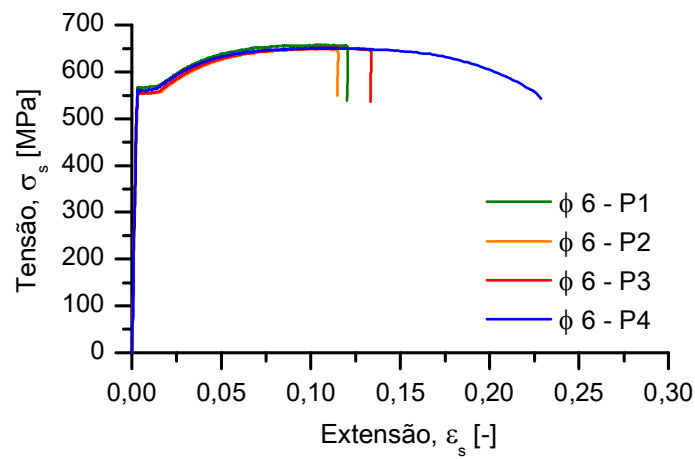


Figura 3.13 - Relação tensão-extensão (σ_s - ϵ_s) do aço dos varões $\phi 6$ mm, obtida através dos ensaios experimentais.

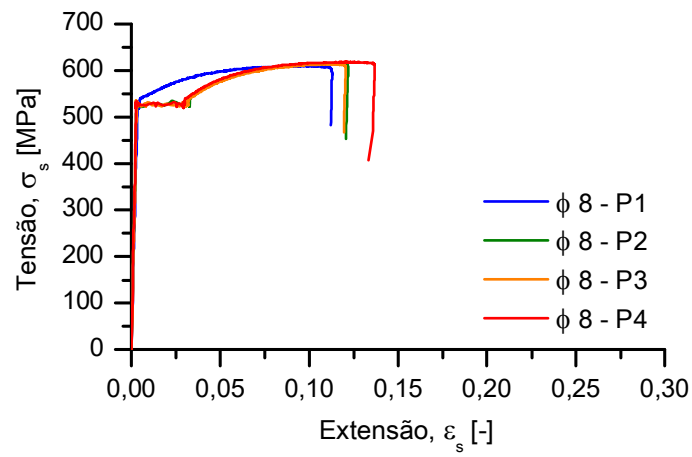


Figura 3.14 - Relação tensão-extensão (σ_s - ϵ_s) do aço dos varões $\phi 8$ mm, obtida através dos ensaios experimentais.

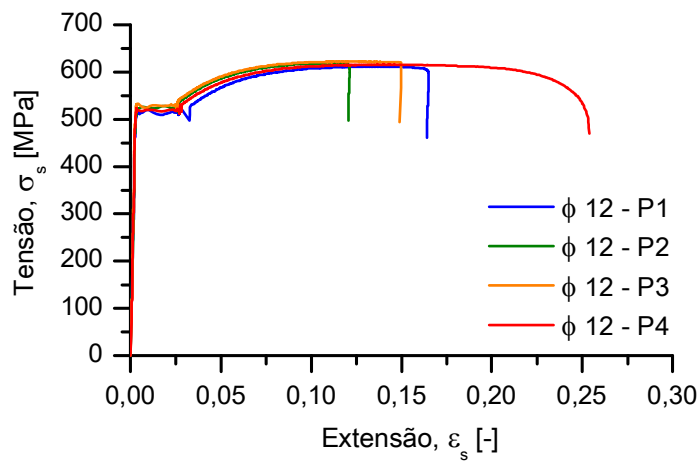


Figura 3.15 - Relação tensão-extensão (σ_s - ϵ_s) do aço dos varões $\phi 12$ mm, obtida através dos ensaios experimentais.

Tabela 3.3 - Resultados da caracterização do aço obtidos através dos ensaios experimentais.

Provete	Tensão de cedência [MPa]	Tensão de cedência média, f_{sy} [MPa]	Extensão de cedência [%]	Extensão de cedência média, ε_{sy} [%]	Tensão última [MPa]	Tensão última média, f_{su} [MPa]	Módulo de elasticidade [GPa]	Módulo de elasticidade médio, E_s [GPa]
$\phi 6 - P1$	562,0	560,6 ($CdV = 0,9\%$)	0,28	0,28 ($CdV = 3,4\%$)	651,3	652,6 ($CdV = 0,6\%$)	204	201 ($CdV = 3,7\%$)
$\phi 6 - P2$	558,1		0,27		651,1		207	
$\phi 6 - P3$	555,5		0,29		650,1		190	
$\phi 6 - P4$	567,0		0,28		658,1		204	
$\phi 8 - P1$	533,9	530,5 ($CdV = 0,9\%$)	N/C	0,28 ($CdV = 4,9\%$)	610,7	615,0 ($CdV = 0,6\%$)	N/C	192 ($CdV = 5,4\%$)
$\phi 8 - P2$	526,9		0,27		616,0		195	
$\phi 8 - P3$	526,2		0,29		614,6		181	
$\phi 8 - P4$	534,8		0,27		618,9		201	
$\phi 12 - P1$	520,5	523,8 ($CdV = 1,0\%$)	0,27	0,27 ($CdV = 2,0\%$)	611,5	618,4 ($CdV = 1,0\%$)	191	196 ($CdV = 2,7\%$)
$\phi 12 - P2$	523,6		0,27		619,2		192	
$\phi 12 - P3$	531,6		0,26		626,7		203	
$\phi 12 - P4$	519,6		0,26		616,0		197	

$CdV = \text{Coeficiente de Variação}; N/C = \text{não considerado}$

Nota: no provete $\phi 8 - P1$ apenas se considerou a tensão de cedência, pois devido a um problema no extensómetro o varão foi ensaiado por duas vezes, tendo sofrido endurecimento do aço na primeira vez e levado à rotura na segunda. Este facto pode ser observado pela inexistência do patamar de cedência, na curva correspondente a este provete, na Figura 3.15.

Analisou-se também, recorrendo a uma craveira e a fotografia, a altura das nervuras dos varões usados. Desta forma, fazendo a média entre a medição realizada através da craveira e da fotografia, obteve-se para cada diâmetro de varão os seguintes resultados (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 - Altura das nervuras de cada diâmetro de varão.

Diâmetro do varão, ϕ [mm]	Altura das nervuras, r_h [mm]
6	0,4
8	0,5
12	0,9

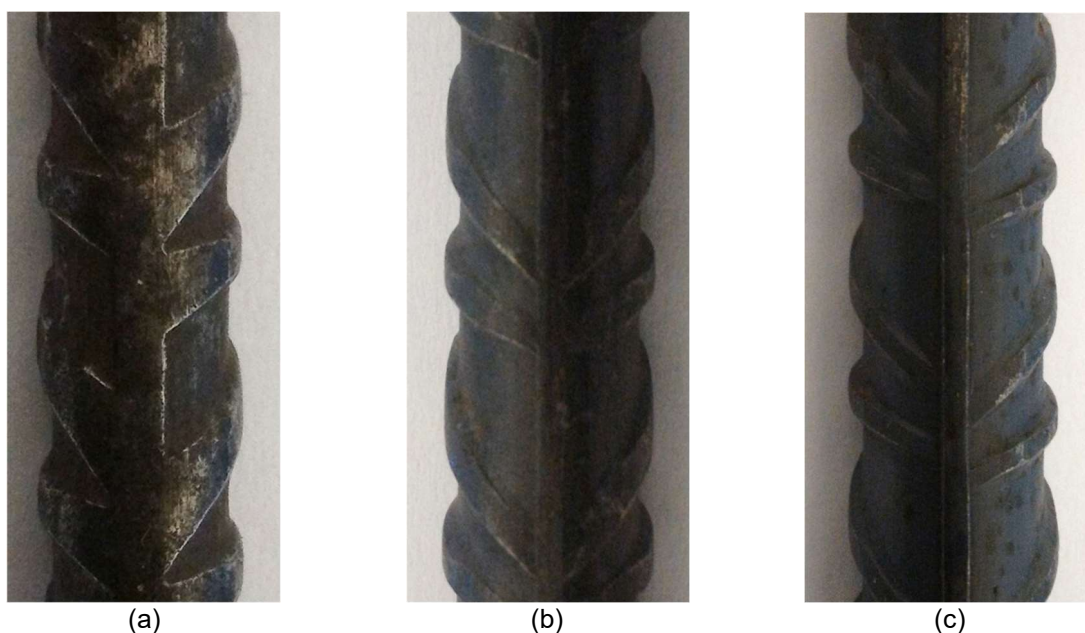


Figura 3.16 - Pormenor das nervuras dos varões: (a) $\phi 6$ mm; (b) $\phi 8$ mm; (c) $\phi 12$ mm.

3.5.2. Betão

Para a caracterização das características mecânicas do betão criaram-se 24 provetes de betão (veja-se as Fig. 3.17 e Fig. 3.18), 12 cubos com 150 x 150 x 150 mm e 12 cilindros com $\phi 150$ x 300 mm, seguindo as recomendações das normas EN 12390-1 [48] e EN 12390-2 [49]. O betão utilizado nestes provetes foi o mesmo utilizado nos provetes usados na caracterização da aderência, tendo a betonagem de ambos ocorrido em paralelo. O betão de classe de resistência C30/37 foi fornecido, tal como referido no subcapítulo anterior, na forma de betão pronto pela Sonangil - Construção Civil e Obras Públicas, S.A. A preparação destes provetes e o ensaio dos mesmos ocorreu no Laboratório de Estruturas, do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, da Universidade Nova de Lisboa.



Figura 3.17 - Moldes dos provetes cúbicos usados para a caracterização das propriedades mecânicas do betão, antes e após a betonagem.



Figura 3.18 - Moldes dos provetes cilíndricos usados para a caracterização das propriedades mecânicas do betão, antes e após a betonagem.

Após a preparação dos provetes procedeu-se ao ensaio dos mesmos, para isto recorreu-se a uma prensa hidráulica FORM-TEST do tipo BETA2-3000E com uma capacidade de carga de 3000 kN. Para a determinação da resistência à compressão do betão realizaram-se testes de compressão nos provetes cúbicos e cilíndricos, seguindo a norma EN 12390-3 [50]. Por outro lado, para a determinação da resistência à tracção do betão realizaram-se testes de tracção por compressão nos provetes cilíndricos, de acordo com a norma EN 12390-6 [51].

Já que os provetes para a caracterização da aderência foram ensaiados entre os 65 dias e 92 dias após a data da betonagem, procurou-se realizar os ensaios de caracterização do betão também durante este período. Desta forma realizaram-se ensaios de caracterização do betão aos 28 dias, 83 dias e 92 dias após a betonagem dos provetes. Aos 28 dias ensaiaram-se 3 provetes cúbicos e 6 provetes cilíndricos, sendo que 3 provetes cúbicos e 3 cilíndricos serviram para determinar a resistência à compressão do betão e os restantes 3 provetes cilíndricos serviram para determinar a resistência à tracção do betão. Aos 83 dias realizaram-se ensaios em 3 provetes cúbicos para avaliar a resistência à compressão do betão e em 3 provetes cilíndricos para avaliar a resistência à tracção do betão. Os restantes provetes foram ensaiados aos 92 dias, mas devido a um problema desconhecido os

resultados foram desprezados por se encontrarem muito abaixo do esperado, em relação aos resultados obtidos 9 dias antes.

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos nos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas do betão, sendo na Tabela 3.5 apresentados os valores respectivos à resistência à compressão do betão e na Tabela 3.6 os valores respectivos à resistência à tracção do betão.

Na Tabela 3.5 o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dos provetes cúbicos e dos provetes cilíndricos ($f_{cm, cube}$ e $f_{cm, cylinder}$ respectivamente) foram calculados fazendo a média dos valores da tensão de rotura dos provetes correspondentes. A partir destes valores, aos 28 dias, obteve-se uma relação de aproximadamente 0,88 entre os provetes cúbicos e cilíndricos. O valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cm}) foi assim calculado multiplicando o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão dos provetes cúbicos pela relação entre os provetes cúbicos e cilíndricos. O módulo de elasticidade secante do betão (E_{cm}) foi calculado através da seguinte expressão apresentada pelo Eurocódigo 2 [10]:

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (\text{com } f_{cm} \text{ em MPa}) \quad (3.1)$$

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios respectivos à caracterização da resistência à compressão do betão.

		Resultados experimentais				
Provete	Idade [dias]	Tensão de rotura [MPa]	$f_{cm, cube}$ [MPa]	$f_{cm, cylinder}$ [MPa]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
$CL - 4$	28	39,2	—	37,2	37,2	33
$CL - 5$		N/C				
$CL - 6$		35,2				
$CB - 1$		42,3	42,3	—		
$CB - 2$		41,2				
$CB - 3$		43,3				
$CB - 4$	83	43,8	46,3	—	40,8	34
$CB - 5$		46,5				
$CB - 6$		48,7				
CL = provete cilíndrico; CB = provete cúbico; N/C = não considerado						

Na Tabela 3.6 o valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples (f_{ctm}) foi calculado fazendo a média dos valores da tensão de rotura dos provetes correspondentes.

A partir do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (f_{cm}) aos 28 dias, segundo o Eurocódigo 2 [10], a classe de resistência do betão pode ser considerada C30/37.

Tabela 3.6 Resultados dos ensaios respectivos à caracterização da resistência à tracção do betão.

Provete	Idade [dias]	Tensão de rotura [MPa]	f_{ctm} [MPa]
$CL - 1$	28	2,7	2,6
$CL - 2$		2,4	
$CL - 3$		2,8	
$CL - 7$	83	3,4	3,8
$CL - 8$		4,4	
$CL - 9$		3,7	
$CL =$ provete cilíndrico			

3.6. Execução dos ensaios *pull-out*

A execução dos ensaios *pull-out* teve início 65 dias após a sua betonagem e teve uma duração de 27 dias. Começou-se por ensaiar um provete de cada comprimento de amarração de todos os diâmetros, de modo a que se ocorresse algum problema que fosse passível de resolver se pudesse corrigir nos restantes provetes. Após ensaiar um provete de cada comprimento de amarração, visto não ter ocorrido nenhum problema, ensaiaram-se os restantes sem nenhuma ordem em particular.

O método de aplicação de carga usado nestes ensaios foi por controlo de deslocamento, em que se aplicou um incremento de deslocamento constante (aproximadamente 0,05 mm/s). Para controlar este incremento de deslocamento recorreu-se a uma bomba hidráulica (*vide* Fig. 3.7) que controlava a pressão no sistema hidráulico de forma a fazer subir o êmbolo do macaco hidráulico (veja-se a Fig. 3.6).

4. Apresentação e análise de resultados

4.1. Introdução

Neste capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios de *pull-out* realizados para a caracterização da aderência entre o aço e o betão. Inicialmente serão mostrados e comparados entre si os resultados obtidos relativos às cargas últimas, modos de rotura, tensão de aderência local, tensão de aderência média e relação força-deslocamento. De seguida será descrita a relação tensão de aderência-escorregamento segundo o Model Code [4] e comparada com a relação obtida através das experiências realizadas neste trabalho. Apresenta-se também uma proposta para a relação tensão de aderência local-escorregamento, de modo a representar o comportamento local da ligação aço-betão. Finalmente mostram-se as influências do comprimento de amarração e do diâmetro do varão de aço nervurado na determinação da tensão de aderência local máxima, confrontando estes resultados com o recomendado pelo Model Code [4].

4.2. Cargas últimas e modos de rotura

Os resultados dos ensaios *pull-out* encontram-se resumidos de seguida na Tabela 4.1, onde se apresentam para cada provete a carga de rotura, a tensão de aderência, a tensão de aderência média e o modo de rotura. Na Fig. 4.1 é mostrado uma fotografia que exemplifica cada modo de rotura obtido nos ensaios do presente estudo.

O modo de rotura e a carga última foram variando com o diâmetro do varão e com o comprimento de amarração, tal como se pode observar na Tabela 4.1. No caso dos provetes com varões $\phi 6$ mm a carga última mais baixa está associada aos comprimentos de amarração mais reduzidos ($l_a = 40$ mm). Nestes três provetes a rotura ocorreu na interface entre o varão de aço e o betão (*vide* Fig. 4.1 a), o que indica que o comprimento de amarração não era suficiente para ancorar um varão com este diâmetro. Por outro lado, nos provetes com um comprimento de amarração de 90 mm atinge-se a cedência do varão de aço, mas devido ao seu processo de endurecimento a carga última continuou a aumentar até se dar o arrancamento do varão (veja-se a Fig. 4.1 b). Em ambos estes casos ($l_a = 40$ e 90 mm) verificou-se a presença de pedaços de betão esmagado entre as suas nervuras e junto ao varão, tal como pode ser observado na Fig. 4.1 a-b. Nos restantes provetes, com varão $\phi 6$

e comprimentos de amarração superiores, a carga última foi limitada pela resistência do varão de aço tendo a sua rotura ocorrido pela fractura do varão de aço (veja-se a Fig. 4.1 c).

Em todos os provetes com varão $\phi 8$ mm ocorreu a cedência dos varões, no entanto constatou-se que após esta cedência, nos provetes *P- $\phi 8$ -80-1*, *P- $\phi 8$ -80-2*, *P- $\phi 8$ -80-3* e *P- $\phi 8$ -130-2* deu-se a rotura na interface entre o aço e o betão, ocorrendo assim o arrancamento do varão conforme se mostra na Fig. 4.1 b. É importante notar que a rotura do provete *P- $\phi 8$ -130-1* se deu por rotura do varão nervurado, ao contrário do provete *P- $\phi 8$ -130-2* que ocorreu por arrancamento, o que pode ser um indício de que um comprimento de amarração de 130 mm está perto do necessário para amarrar este diâmetro de varão. Os restantes provetes com varão $\phi 8$ mm e com comprimentos de amarração superiores, todos tiveram roturas devido à fractura do varão nervurado (vide Fig. 4.1 c). Quanto à carga última, devido à maior secção transversal destes varões, os provetes tiveram uma capacidade resistente superior aos provetes com $\phi 6$ mm. Tal como seria esperado, os provetes em que a rotura ocorreu por arrancamento do varão tiveram uma carga última inferior em comparação com os provetes que romperam devido à fractura do varão.

Os provetes com varão de 12 mm de diâmetro todos possuíram o modo de rotura correspondente à fractura do varão de aço (veja-se a Fig. 4.1 c), o que condicionou o valor da carga última destes provetes. Apesar do valor da carga última ter atingido aproximadamente 70 kN a interacção entre o aço e o betão foi preservada dentro dos blocos de betão até à rotura do varão de aço. A partir destes resultados pode-se concluir que um comprimento de amarração de 170 mm é suficiente para amarrar um varão deste diâmetro. Ainda assim, apesar de não se ter observado nenhuma rotura por arrancamento nestes provetes, todos os varões escorregaram dentro dos blocos de betão antes da sua rotura, o que permitiu retirar as relações carga-deslocamento destes provetes.

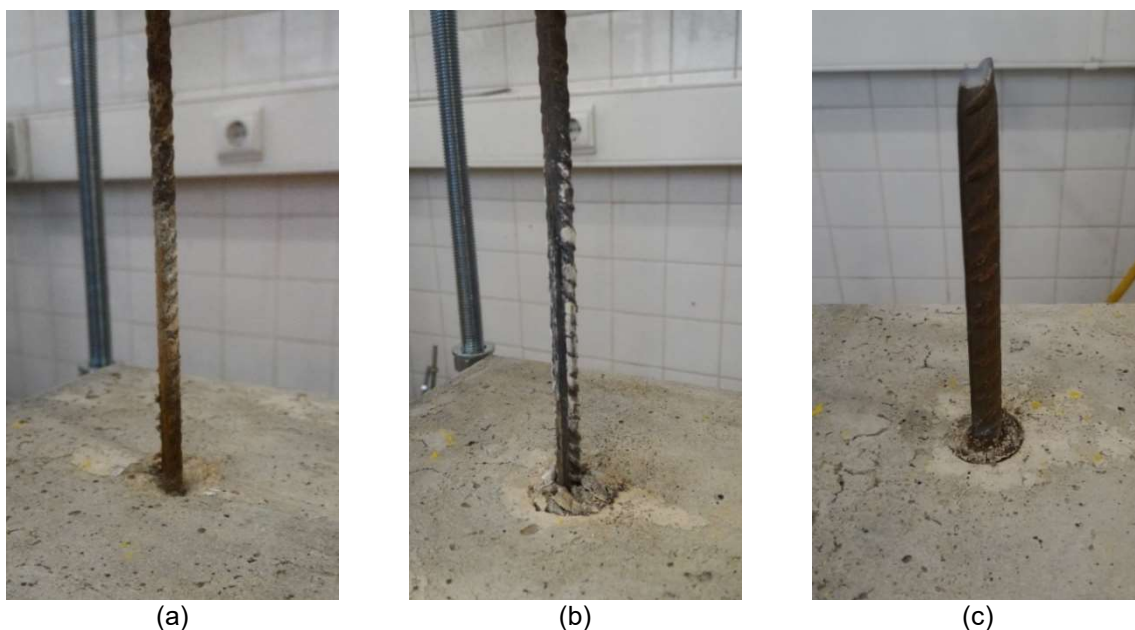


Figura 4.1 - Tipos de roturas dos provetes nos ensaios de *pull-out*: (a) - rotura na interface entre o varão nervurado e o bloco de betão do provete *P- $\phi 6$ -40-1* (Tipo I); (b) - cedência do varão de aço seguido da rotura da interface entre o varão de aço e o betão do provete *P- $\phi 8$ -80-2* (Tipo CI); (c) - rotura do varão nervurado no provete *P- $\phi 12$ -220-1* (Tipo R).

Tabela 4.1 - Resumo dos dados experimentais obtidos através dos ensaios de *pull-out*.

Provete	Carga última, $P_{m\acute{a}x}$ [kN]	Tensão de aderência local ^a , τ [MPa]	Tensão de aderência média ^b , $\tau_{m\acute{e}d}$ [MPa]	Modo de rotura
<i>P-φ6-40-1</i>	10,74	1,77	14,24	Tipo I
<i>P-φ6-40-2</i>	12,72	1,36	16,87	
<i>P-φ6-40-3</i>	7,90	0,65	10,48	
<i>P-φ6-90-1</i>	16,93	5,44	9,98	Tipo CI
<i>P-φ6-90-2</i>	18,00	6,78	10,61	
<i>P-φ6-140-1</i>	18,64	11,61	7,06	Tipo R
<i>P-φ6-140-2</i>	18,61	11,71	7,05	
<i>P-φ6-140-3</i>	18,69	10,49	7,08	
<i>P-φ6-240-1</i>	18,69	10,40	4,13	
<i>P-φ6-240-2</i>	18,26	10,77	4,04	
<i>P-φ6-240-3</i>	16,78	15,54	3,71	
<i>P-φ8-80-1</i>	28,86	2,90	14,36	Tipo CI
<i>P-φ8-80-2</i>	30,19	5,27	15,02	
<i>P-φ8-80-3</i>	30,37	3,96	15,10	
<i>P-φ8-130-1</i>	31,09	8,52	9,52	Tipo R
<i>P-φ8-130-2</i>	30,94	7,96	9,47	Tipo CI
<i>P-φ8-180-1</i>	31,12	14,05	6,88	Tipo R
<i>P-φ8-180-2</i>	31,12	12,36	6,88	
<i>P-φ8-180-3</i>	31,06	12,71	6,86	
<i>P-φ8-280-1</i>	30,91	13,39	4,39	
<i>P-φ8-280-2</i>	31,28	14,89	4,44	
<i>P-φ8-280-3</i>	31,33	11,33	4,45	
<i>P-φ12-170-1</i>	71,14	11,11	11,10	
<i>P-φ12-170-2</i>	70,72	11,19	11,03	
<i>P-φ12-170-3</i>	68,72	11,16	10,72	
<i>P-φ12-220-1</i>	69,47	12,47	8,37	
<i>P-φ12-220-2</i>	68,10	11,29	8,21	
<i>P-φ12-270-1</i>	71,79	11,64	7,05	
<i>P-φ12-270-2</i>	70,37	11,06	6,91	
<i>P-φ12-270-3</i>	70,43	14,55	6,92	
<i>P-φ12-370-1</i>	70,59	14,09	5,06	
<i>P-φ12-370-2</i>	70,78	12,59	5,07	
<i>P-φ12-370-3</i>	70,50	15,07	5,05	

Legenda: Tipo I = rotura na interface entre o varão nervurado e o bloco de betão; Tipo CI = cedência do varão de aço seguido da rotura da interface entre o varão de aço e o betão; Tipo R = rotura do varão nervurado.

^a valores determinados segundo a metodologia proposta e apresentada no subcapítulo 4.5.

^b valores determinados de acordo com a metodologia recomendada pelo Model Code [4]

É ainda de notar que em todos os provetes anteriormente referidos, observou-se o aparecimento de um pequeno cone de betão na extremidade do varão que estava aderente ao bloco de betão e conforme se mostra na Fig. 4.2. O diâmetro da base destes cones correspondeu ao diâmetro

do furo central na chapa de reacção (Fig. 3.5 nº 8), sendo assim possível inferir que as dimensões do cone foram condicionadas pelo diâmetro do furo da chapa.



Figura 4.2 - Exemplo do destacamento de um cone de betão.

4.3. Relação força-deslocamento

Durante os ensaios *pull-out* os deslocamentos do varão de aço em relação ao topo do bloco de betão foram, como já referido no capítulo anterior, medidos por três sensores de deslocamento (Fig. 3.7 nº. 14). Assim, partindo da média dos deslocamentos obtidos de cada sensor e combinando-a com a força medida pela célula de carga (Figs. 3.5 e 3.6 nº. 13), obteve-se as relações força-deslocamento ($P-\delta_0$) (δ_0 representa a soma dos escorregamentos (δ) do varão de aço no interior do bloco de betão) para cada provete. Estas relações são apresentadas nas Figs. 4.3 a 4.5, para cada diâmetro de varão ($\phi 6$ mm, $\phi 8$ mm e $\phi 12$ mm respectivamente).

Nas relações força-deslocamento apresentadas nas Figs. 4.3 a 4.5, foram identificados dois tipos de comportamentos não lineares. Um deles foi observado nos provetes que tiveram a rotura pela interface entre o varão nervurado e o bloco de betão, independentemente do aço do varão ter atingido a cedência, ($P-\phi 6-40-1$, $P-\phi 6-40-2$, $P-\phi 6-40-3$, $P-\phi 6-90-1$, $P-\phi 6-90-2$, $P-\phi 8-80-1$, $P-\phi 8-80-2$, $P-\phi 8-80-3$ e $P-\phi 8-130-2$), o outro foi identificado nos provetes em que a rotura se deu pela fractura do varão nervurado. Ainda assim, em todos os provetes, foi identificado um ramo não linear ascendente. No caso dos provetes com os comprimentos de amarração curtos, foi observado também uma pequena zona no gráfico em que a força se mantém máxima e constante, após a qual, as cargas transmitidas ao varão decrescem tendendo para um valor residual, com o aumento do deslocamento. Por outro lado, nos provetes com comprimentos de amarração mais longos, este comportamento não foi observado devido à rotura do varão de aço, o que indica que estes comprimentos foram suficientes para amarrar os varões.

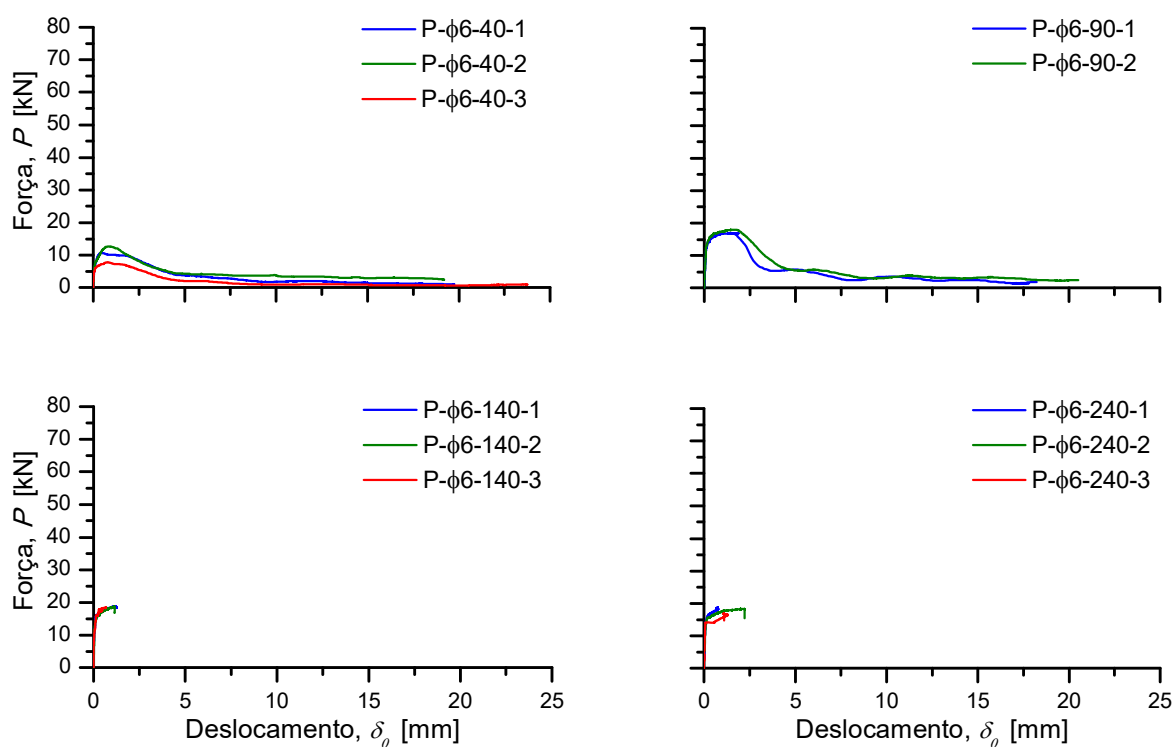


Figura 4.3 - Gráficos das relações força-deslocamento dos provetes com varão nervurado ϕ 6 mm.

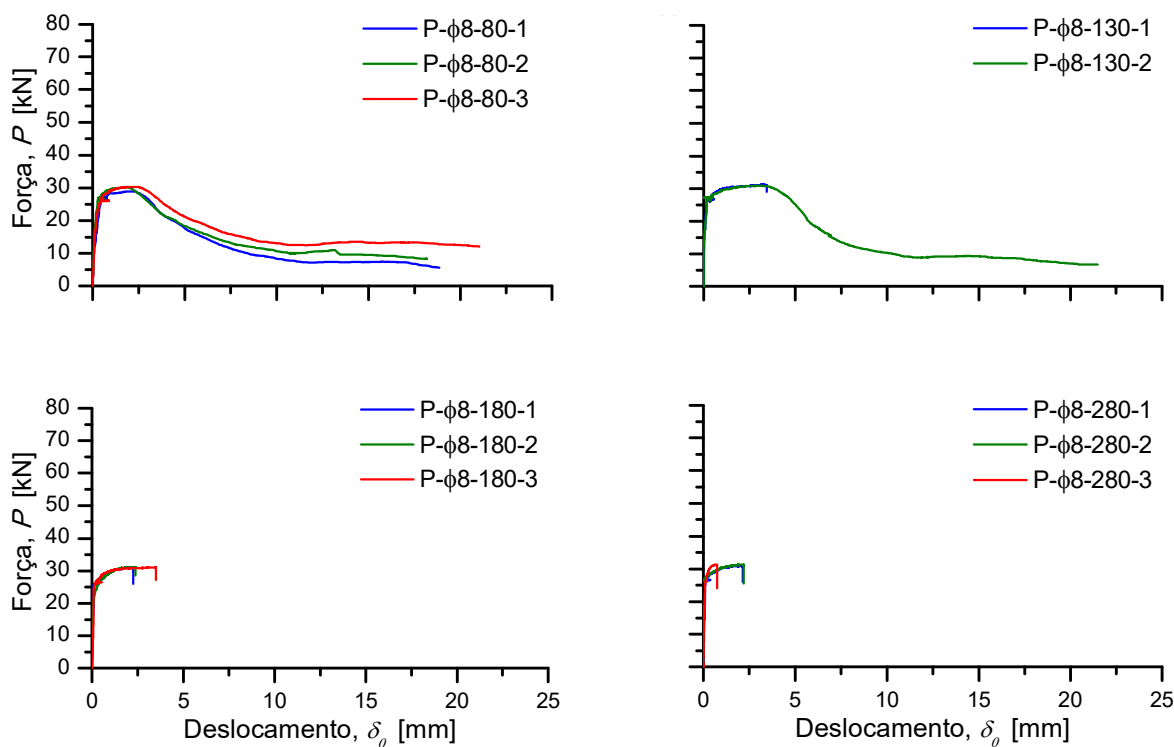


Figura 4.4 - Gráficos das relações força-deslocamento dos provetes com varão nervurado ϕ 8 mm.

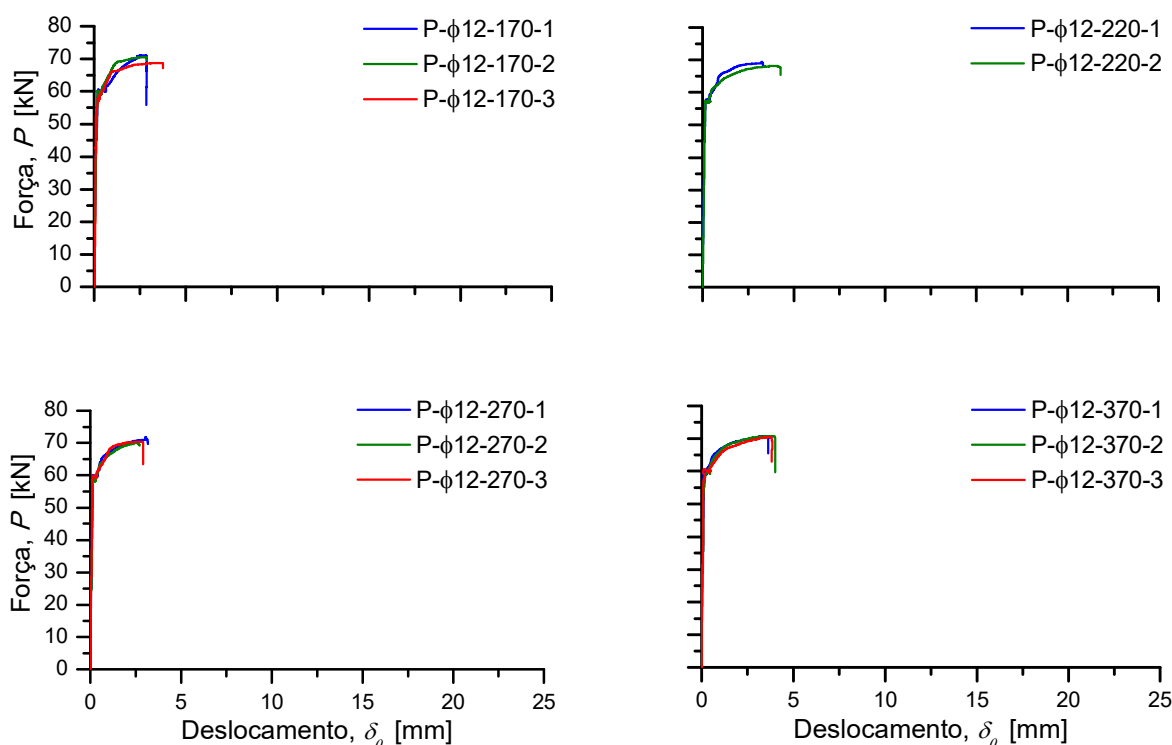


Figura 4.5 - Gráficos das relações força-deslocamento dos provetes com varão nervurado $\phi 12$ mm.

4.4. Determinação da relação tensão de aderência-escorregamento segundo o Model Code [4]

Neste subcapítulo apresentam-se as relações tensão de aderência-escorregamento, obtidas através dos resultados experimentais e comparam-se com a relação proposta no Model Code [4]. Visto que, para a determinação da relação experimental se devem de usar comprimentos de amarração curtos (5ϕ), apenas se usaram para este propósito os provetes com comprimentos de amarração entre 5 e 10 diâmetros para esta comparação ($P-\phi 6-40-1$, $P-\phi 6-40-2$, $P-\phi 6-40-3$, $P-\phi 8-80-1$, $P-\phi 8-80-2$ e $P-\phi 8-80-3$). De outra forma as relações seriam completamente diferentes do modelo recomendado por [4], tal como pode ser deduzido pelas relações força-deslocamento nas Figs. 4.3, 4.4 e 4.5.

O Model Code [4], tal como já referido no capítulo 2, define a relação tensão de aderência-escorregamento de uma equação constituída por quatro ramos (Eq. 2.6), um para cada uma das 4 etapas de destacamento, do varão de aço em relação ao betão, consideradas por este documento (veja-se a Fig. 2.31). Nestas equações τ_{max} representa a tensão de aderência máxima na fase 2 da Fig. 2.31 e τ_{res} representa a tensão de aderência residual na fase 4 da mesma figura. Os valores de τ_{max} e τ_{res} foram calculados, seguindo as recomendações de [4], a partir da Tabela 2.2 considerando boas condições de aderência, obtendo-se assim os valores de $\tau_{max} = 15,2 \text{ MPa}$ e $\tau_{res} = 6,1 \text{ MPa}$. É importante referir que o valor da tensão de aderência de cálculo, obtido no capítulo 3 do presente trabalho, foi de $f_{bd} = 2,7 \text{ MPa}$ que é cerca de 5,5 vezes mais baixo que o valor de τ_{max} , o que pode

indicar uma inconsistência entre as duas secções do Model Code [4], como também constatado por Cairns [52]. O factor α apesar de ser reconhecido por [4] que pode variar entre 0 (comportamento constante) e 1 (comportamento linear), este documento recomenda o valor de 0,4. Desta forma, obteve-se a curva tensão de aderência-escorregamento, segundo o Model Code [4], apresentada na Fig. 4.6.

No caso dos resultados experimentais, obtidos dos ensaios de *pull-out*, a relação tensão de aderência-escorregamento foi obtida dividindo a força transmitida ao varão de aço nervurado pela área embebida no betão, ou seja:

$$\tau_{méd} = \frac{P}{\pi \cdot \phi \cdot l_a} \quad (4.1)$$

onde, ϕ é o diâmetro do varão nervurado; l_a é o comprimento de amarração; e P é a força transmitida ao varão de aço nervurado. Assim, combinando a tensão de aderência média ($\tau_{méd}$) com os a média dos deslocamentos dos três sensores de deslocamento (Fig. 3.7 nº. 14), obteve-se as relações tensão de aderência-escorregamento, apresentadas na Fig. 4.6.

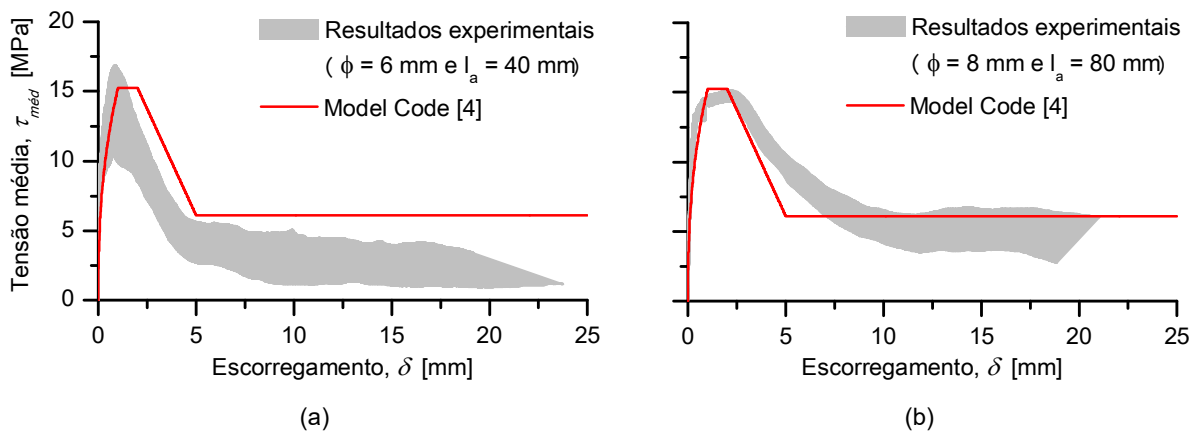


Figura 4.6 - Comparação entre a relação tensão de aderência-escorregamento proposta pelo Model Code [4] com os ensaios experimentais dos provetes: (a) - varão $\phi 6$ mm e $l_a=40$ mm e (b) - varão $\phi 8$ mm e $l_a=80$ mm.

A Fig. 4.6 mostra as relações tensão de aderência-escorregamento dos provetes com varão de aço $\phi 6$ mm e comprimento de amarração 40 mm ($\sim 6,7\phi$) e com varão de aço $\phi 8$ mm e comprimento de amarração 80 mm (10ϕ). No primeiro gráfico (Fig. 4.6 a), é evidente a discrepância da estimativa da tensão de aderência residual calculada pelo Model Code [4] em relação aos resultados experimentais. Por outro lado, no segundo gráfico (Fig. 4.6 b), existe uma boa concordância entre os resultados experimentais e o modelo proposto por [4], ainda assim pode-se considerar que a tensão de aderência residual foi ligeiramente sobrestimada por esta norma.

4.5. Determinação da relação tensão de aderência local-escorregamento

4.5.1. Relação tensão de aderência local-escorregamento

Tal como já referido no capítulo 2, existem três parcelas que contribuem para a aderência entre o aço e o betão: aderência química ou adesão; aderência por atrito; e ancoragem mecânica. Cada uma delas contribui, ao nível microscópico, para diferentes fases do destacamento do varão nervurado em relação ao bloco de betão. Durante o processo de descolamento do varão de aço do betão, podem identificar-se três fases do comportamento da relação tensão de aderência local-escorregamento: elástica (E), constante (C) e residual (R). Estas fases são descritas de seguida e podem ser observadas esquematicamente na Fig. 4.7 a, e graficamente na Fig. 4.7 b através da linha a cinzento.

A primeira fase (E) ocorre quando as cargas aplicadas ao provete são relativamente baixas, permanecendo assim ambos os materiais em regime elástico. À medida que aderência química se vai degradando começam a surgir pequenos escorregamentos, que inicialmente permanecem restritos à extremidade do provete que está a ser puxada. Desta forma, é possível adoptar uma relação tensão de aderência local-escorregamento linear.

A fase constante (C) é caracterizada pelo aumento das cargas aplicadas, que leva ao aparecimento de microfissuras junto das nervuras do varão. De seguida, nas extremidades das nervuras o betão começa a ser esmagado, aumentando a dimensão das fissuras transversais e formando fissuras longitudinais junto da nervura. Nesta fase assume-se que o escorregamento entre os dois materiais aumenta sem nenhum acréscimo das tensões de aderência locais, que se mantêm no seu máximo, o que significa que existe um patamar constante na relação τ - δ . Esta teoria vai de encontro com o que se encontra preconizado no Model Code [4], tal como se pode verificar na Fig. 2.31.

Por último, na fase R, as fissuras longitudinais aumentam o seu tamanho atingindo as fissuras das nervuras adjacentes, conduzindo ao decréscimo das tensões de aderência locais. Estas tensões (τ_{res}) são criadas devido ao atrito entre o betão entre as nervuras e o varão de aço, e o betão circundante.

Segundo os autores [53, 54 e 55], se uma relação tensão de aderência local-escorregamento for constante, a resposta global força-deslocamento será teoricamente definida através de uma raiz quadrada. Esta conclusão vai de encontro com o Model Code [4] desde que se assuma que o modelo nele proposto corresponda a uma resposta global onde $\alpha=0,4$ (Eq. 2.6), aproximando-se a uma raiz quadrada (*i.e.* com $\alpha=0,5$). Assim, com o objectivo de manter uma relação consistente entre o comportamento global e o comportamento local da ligação entre o varão de aço e o bloco de betão, propõe-se o uso de uma relação tensão de aderência local-escorregamento constante. Esta relação pode ser observada graficamente através da linha a vermelho na Fig. 4.7 b.

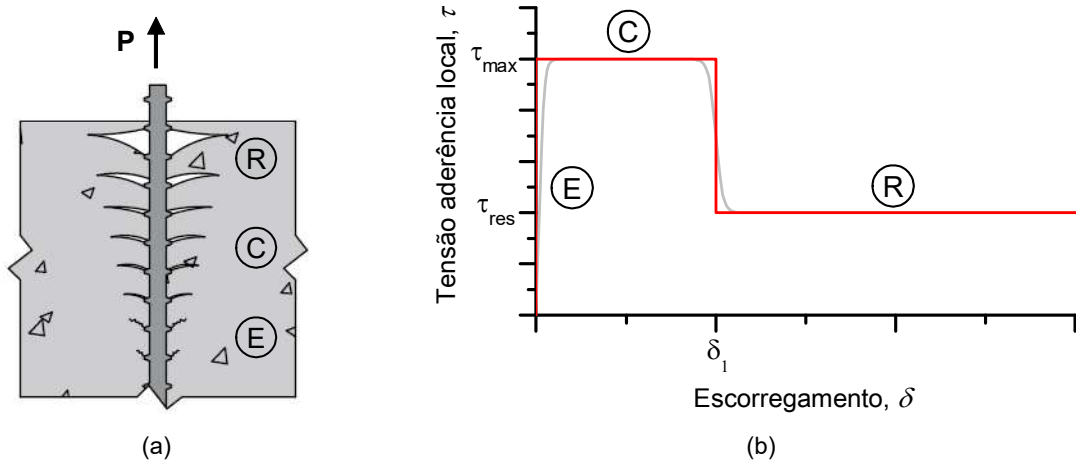


Figura 4.7 - (a) - Representação esquemática das três fases do comportamento da tensão de aderência local-escorregamento durante o processo de descolamento; (b) - Representação gráfica da relação tensão de aderência local-escorregamento proposta.

Na relação tensão de aderência local-escorregamento proposta (Fig. 4.7 b linha vermelha), foram adoptadas duas simplificações de modo a facilitar as análises efectuadas e as expressões algébricas utilizadas. A primeira simplificação consiste em ignorar o escorregamento na fase elástica (E) por se considerar muito pequeno quando comparado com as outras fases. A segunda simplificação considerada foi a transição brusca entre a fase constante (C) e a fase residual (R), que na realidade deveria ser suave e continua.

Assim de modo a representar o comportamento tensão de aderência local-escorregamento descrito anteriormente e representado na Fig. 4.7 b a vermelho, propõe-se a expressão por troços de deslizamento seguinte:

$$\tau(\delta) = \begin{cases} 0 & \text{se } \delta = 0 \\ \tau_{m\acute{a}x} & \text{se } 0 < \delta \leq \delta_1 \\ \tau_{res} & \text{se } \delta > \delta_1 \end{cases} \quad (4.2)$$

onde, $\tau_{m\acute{a}x}$ é a tensão de aderência local máxima (Cap. 4.5.2); τ_{res} a tensão de aderência local residual; e δ_1 o escorregamento que separa os dois ramos.

4.5.2. Determinação da tensão de aderência local $\tau_{m\acute{a}x}$

Com o objectivo de determinar a tensão de aderência local máxima, começou-se por ter em consideração o elemento finito dy , apresentado na Fig. 4.8. Assim, a partir das condições de equilíbrio deste elemento finito, surgiu a seguinte equação:

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow (\sigma_s + d\sigma_s) \cdot A_s = \tau \cdot dy \cdot \pi \cdot \phi + \sigma_s \cdot A_s \Leftrightarrow \frac{d\sigma_s}{dy} = \frac{4\tau}{\phi} \quad (4.3)$$

onde, σ_s é a tensão no varão de aço; A_s é a área da secção transversal do varão de aço; τ é a tensão de aderência local; e ϕ é o diâmetro do varão de aço. Seguidamente, através da lei de Hooke, transformou-se a Eq. (4.3) em:

$$\frac{d\varepsilon_s}{dy} = \frac{4\tau}{E_s \cdot \phi} \quad (4.4)$$

sendo, ε_s a extensão do varão de aço; e E_s o módulo de elasticidade do aço.

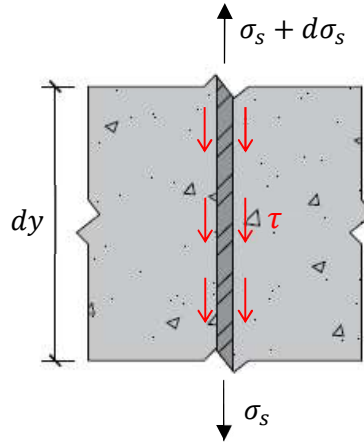


Figura 4.8 - Condições de equilíbrio de um elemento finito dy .

O deslocamento relativo entre o varão nervurado e o bloco de betão pode ser descrito de acordo com a seguinte equação:

$$\delta = u_s - u_c \quad (4.5)$$

onde, u_s é o deslocamento do varão nervurado; e u_c é o deslocamento do betão junto do varão nervurado. Admitindo que o deslocamento do betão é aproximadamente zero e derivando a Equação 4.4 em ordem a y , esta equação transforma-se em:

$$\frac{d\delta}{dy} = \frac{du_s}{dy} \Leftrightarrow \frac{d\delta}{dy} = \varepsilon_s \quad (4.6)$$

onde, ε_s é a extensão do varão de aço nervurado.

De seguida, colocou-se a Eq. (4.4) em ordem a τ , transformando-se assim na seguinte equação:

$$\tau(\delta) = \frac{E_s \cdot \phi}{4} \cdot \frac{d\varepsilon_s}{dy} = \frac{E_s \cdot \phi}{4} \cdot \frac{d\varepsilon_s}{d\delta} \cdot \frac{d\delta}{dy} \quad (4.7)$$

Assim, combinando a Eq. (4.6) com a Eq. (4.7), resulta a seguinte expressão:

$$\tau(\delta) = \frac{E_s \cdot \phi}{4} \cdot \frac{d\varepsilon_s}{d\delta} \cdot \varepsilon_s \quad (4.8)$$

Através desta Eq. 4.8, conclui-se que é possível obter a função da tensão de aderência local a partir da extensão obtida nos ensaios experimentais de *pull-out*. A extensão nos resultados experimentais foi calculada através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_s = \frac{P}{E_s \cdot A_s} = \frac{4P}{E_s \cdot \pi \cdot \phi^2} \quad (4.9)$$

sendo, P a força aplicada no varão; E_s o módulo de elasticidade do aço; e A_s a área da secção transversal do varão de aço. Visto a força aplicada ser medida em intervalos de tempo, os resultados obtidos são pontuais, o que leva a que a extensão não seja uma função contínua e logo não pode ser derivada. Desta forma, existe a necessidade de aproximar uma função contínua à curva experimental da extensão (ε_s - δ).

De modo a aproximar os dados experimentais da extensão a uma função contínua começou-se por adoptar a expressão do escorregamento (s), proposta por Biscaia *et al.* [55] para varões embebidos em betão:

$$\delta(x) = \frac{2}{E_s \cdot \pi \cdot \phi^2} \left(\pi \cdot \tau_{m\acute{a}x} \cdot \phi x^2 - 2Px + 2P \frac{P}{\pi \cdot \tau_{m\acute{a}x} \cdot \phi} - \pi \cdot \tau_{m\acute{a}x} \left(\frac{P}{\pi \cdot \tau_{m\acute{a}x} \cdot \phi} \right)^2 \phi \right) \quad (4.10)$$

onde, $\tau_{m\acute{a}x}$ é o valor máximo da tensão de aderência local; e x um referencial que tem início na amarração da extremidade a ser traccionada do provete e segue por todo o comprimento amarrado. Tendo em conta que o início do referencial x , considerado pelos autores, é o mesmo ponto onde os deslocamentos do presente estudo foram medidos, é possível eliminar as parcelas que contêm x , já que $x = 0$, e simplificar a Eq. (4.10) da seguinte forma:

$$\delta(x) = \frac{2P^2}{\pi^2 \cdot \phi^3 \cdot E_s \cdot \tau_{m\acute{a}x}} \quad (4.11)$$

Colocando a Eq. (4.11) em ordem a P e multiplicando-a por $\frac{4}{E_s \cdot \pi \cdot \phi^2}$, obtém-se a expressão:

$$P \cdot \frac{4}{E_s \cdot \pi \cdot \phi^2} = \frac{4}{E_s \cdot \pi \cdot \phi^2} \cdot \sqrt{\frac{\delta \cdot \pi^2 \cdot \phi^3 \cdot E_s \cdot \tau_{m\acute{a}x}}{2}} \quad (4.12)$$

Simplificando agora a Eq. (4.12) e combinando-a com a Eq. (4.9) é possível chegar a:

$$\varepsilon_s(\delta) = 2 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \tau_{m\acute{a}x} \cdot \delta}{E_s \cdot \phi}} \quad (4.13)$$

Assim, através da Eq. (4.13), é possível aproximar os resultados experimentais da extensão a uma função contínua fazendo variar o valor de $\tau_{m\acute{a}x}$ e recorrendo à minimização quadrática da diferença entre os resultados experimentais e a função segundo a seguinte expressão:

$$\xi = \min_{\tau_{m\acute{a}x}} \sum_0^{\delta} (\varepsilon_s^{exp.} - \varepsilon_s(\delta))^2 \quad (4.14)$$

sendo, $\varepsilon_s^{exp.}$ a extensão do aço obtida experimentalmente; e $\varepsilon_s(\delta)$ a função de aproximação da extensão do aço (Eq. 4.12). O valor $\tau_{m\acute{a}x}$ que melhor aproxima a função aos resultados experimentais é o valor máximo da tensão de aderência local. Pode ser observado na Fig. 4.9 um exemplo da aproximação da Eq. (4.13) aos dados extensão-deslocamento (ε - δ_0) obtidos experimentalmente (e.g. *P- ϕ 6-240-2*). É ainda de referir que para esta aproximação apenas se usaram os dados experimentais até à extensão de cedência do aço, já que caso contrário o valor de $\tau_{m\acute{a}x}$ seria drasticamente reduzido devido à alteração súbita da função $\varepsilon_s(\delta)$, causada pela cedência do aço.

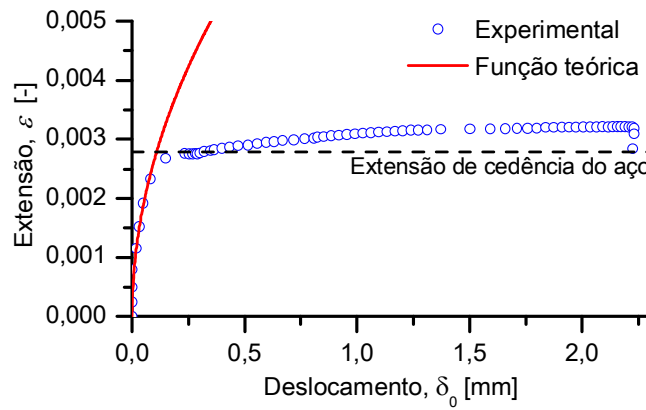


Figura 4.9 - Exemplo da aproximação teórica aos dados experimentais extensão-deslocamento (ε - δ_0) (e.g. *P- ϕ 6-240-2*), de modo a obter a tensão de aderência local máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$).

4.5.3. Determinação da tensão de aderência local τ_{res}

Para a estimativa da tensão de aderência local residual, apenas se tiveram em consideração os provetes cujo modo de rotura foi pela interface entre o varão nervurado e o bloco de betão, independentemente de ter ocorrido após a cedência do aço. O cálculo desta grandeza foi efectuado por equilíbrio, segundo a seguinte expressão:

$$\tau_{res} = \frac{P_{res}}{\pi \cdot \phi \cdot l_a} \quad (4.15)$$

onde, P_{res} é a força residual, para a qual a resistência do provete tende a estabilizar após o arrancamento (representando apenas o atrito entre o varão de aço e o betão envolvente); ϕ o diâmetro do varão de aço; e l_a o comprimento de amarração do provete. É de notar que, na determinação de P_{res} se considerou que a força residual estabilizava a partir dos 10 mm de deslocamento. Na Tabela 4.2 mostram-se os valores da força residual e da tensão de aderência local residual, para os provetes mencionados, tal como as médias da tensão por diâmetro e respectivos coeficientes de variação (CdV).

Tabela 4.2 - Força residual, e tensão de aderência local residual e respectiva média por diâmetro de varão.

Provete	Força residual, P_{res} [kN]	Tensão de aderência local residual, τ_{res} [MPa]	Média de τ_{res} , por diâmetro de varão [MPa]
$P-\phi 6-40-1$	1,46	1,94	1,95 (CdV = 50,5%)
$P-\phi 6-40-2$	2,89	3,84	
$P-\phi 6-40-3$	0,84	1,11	
$P-\phi 6-90-1$	2,07	1,22	
$P-\phi 6-90-2$	2,82	1,66	
$P-\phi 8-80-1$	5,99	2,98	3,99 (CdV = 36,1%)
$P-\phi 8-80-2$	9,22	4,59	
$P-\phi 8-80-3$	12,17	6,05	
$P-\phi 8-130-2$	7,67	2,35	

A partir das médias da tensão de aderência local residual por diâmetro de varão, apresentadas na Tabela 4.2, é possível notar que esta tensão tende a aumentar com o aumento do diâmetro do varão nervurado. Ainda assim, é importante referir que estes valores de tensão têm uma grande dispersão (CdV = 50,5% e 36,1%).

Segundo o Model Code [4], como já referido no subcapítulo anterior, a tensão de aderência residual é 40% da tensão de aderência máxima (veja-se a Tabela 2.2), chegando-se assim ao valor $\tau_{res} = 6,1 \text{ MPa}$. Desta forma, pode-se afirmar que [4] sobrestima consideravelmente o valor desta tensão, tal como se pode observar pela Tabela 4.2. É de notar ainda, que este documento não tem em consideração nem menciona a dependência desta tensão com o diâmetro do varão, ao contrário do que os resultados experimentais sugerem.

4.5.4. Determinação do escorregamento δ_1

Para a definição da relação tensão de aderência local-escorregamento apresentada no subcapítulo 4.5.1., na sua totalidade, falta apenas definir o valor de δ_1 . O valor δ_1 corresponde ao valor do escorregamento em que ocorre a transição entre a fase C (constante) e a fase R (residual), na Fig. 4.7 b. Tal como no subcapítulo anterior, devido à necessidade de analisar o limite entre a tensão de aderência local máxima e residual, apenas se consideraram os provetes cujo modo de rotura foi pela interface entre o varão nervurado e o bloco de betão, independentemente de ter ocorrido após a cedência do aço.

Os valores de δ_1 foram obtidos de forma aproximada a partir das curvas da tensão de aderência-escorregamento experimentais, correspondendo ao valor do escorregamento em que esta curva começava a decrescer após atingir o valor máximo de tensão. Estes resultados são apresentados seguidamente na Tabela 4.3, tal como as médias por diâmetro de varão e respectivos coeficientes de variação (CdV).

Tabela 4.3 - Escorregamento δ_1 , obtido experimentalmente.

Provete	Escorregamento, δ_1 [mm]	Média de δ_1 , por diâmetro de varão [mm]
$P-\phi 6-40-1$	1,784	1,601 ($CdV = 10,2\%$)
$P-\phi 6-40-2$	1,404	
$P-\phi 6-40-3$	1,424	
$P-\phi 6-90-1$	1,616	
$P-\phi 6-90-2$	1,776	
$P-\phi 8-80-1$	2,254	2,446 ($CdV = 20,8\%$)
$P-\phi 8-80-2$	1,849	
$P-\phi 8-80-3$	2,431	
$P-\phi 8-130-2$	3,249	

Através da Tabela 4.3 é possível notar que, apesar de não se terem obtido resultados de δ_1 experimentalmente para os provetes com varão $\phi 12$ mm, os resultados dos restantes provetes sugerem que o escorregamento δ_1 tende a aumentar com o diâmetro do varão usado. Comparando estes valores com o valor equivalente ($\delta_2 = 2,0$ mm) proposto pelo Model Code [4], pode afirmar-se que estes não são muito discrepantes. Porém esta norma [4] não menciona qualquer tipo de dependência deste valor com o diâmetro do varão, o que vai contra os resultados experimentais do presente trabalho e levaria possivelmente a grandes diferenças entre experiências com diâmetros de varão superiores e a referida norma.

4.5.5. Relação tensão de aderência local-escorregamento experimental

Com base na relação tensão de aderência local-escorregamento proposta no subcapítulo 4.5.1. e através dos valores obtidos experimentalmente da tensão de aderência local máxima ($\tau_{máx}$), tensão de aderência local residual (τ_{res}) e escorregamento δ_1 , criaram-se gráficos representativos desta relação para os provetes usados neste estudo. É importante notar que, para o cálculo da média dos valores de $\tau_{máx}$ foram apenas usados os provetes que tiveram uma rotura por fractura do varão de aço, visto serem os únicos que tinham um comprimento de amarração suficientemente grande para definir, com maior rigor, este valor. No caso dos provetes com $\phi 12$ mm devido a não ter ocorrido em nenhum destes uma rotura pela interface entre o varão nervurado e bloco de betão, não foi possível determinar os valores de τ_{res} e δ_1 e assim não foi possível determinar esta relação para estes provetes. Desta forma, apresentam-se os gráficos τ - δ dos provetes com varão $\phi 6$ e $\phi 8$ na Fig. 4.10.

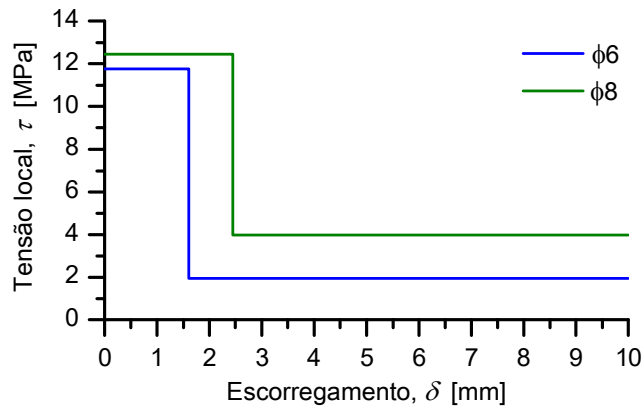


Figura 4.10 - Relação tensão de aderência local-escorregamento proposta, usando os resultados obtidos experimentalmente.

4.6. Influência do comprimento de amarração

A influência do comprimento de amarração do varão nervurado na força máxima que o provete suporta, pode ser constatada através do gráfico na Fig. 4.11. A partir deste gráfico é possível afirmar que a força máxima suportada pelos provetes tende a aumentar com o aumento do comprimento de amarração, o que é particularmente evidente nos provetes com varão nervurado $\phi 6$ mm. Nos provetes com varão $\phi 8$ mm o aumento da força máxima com o comprimento de amarração não é muito evidente, devido à maioria das roturas terem ocorrido por fractura do varão de aço, e os provetes que tiveram rotura por arrancamento, esta já ocorreu após a cedência do aço estando assim muito próximo da força necessária para fracturar o varão. Por último nos provetes com varão $\phi 12$ mm, não foi possível retirar nenhuma conclusão pois, a força máxima de todos os provetes foi limitada pela fractura do varão de aço, não se podendo assim verificar nenhum aumento da força com o aumento do comprimento de amarração.

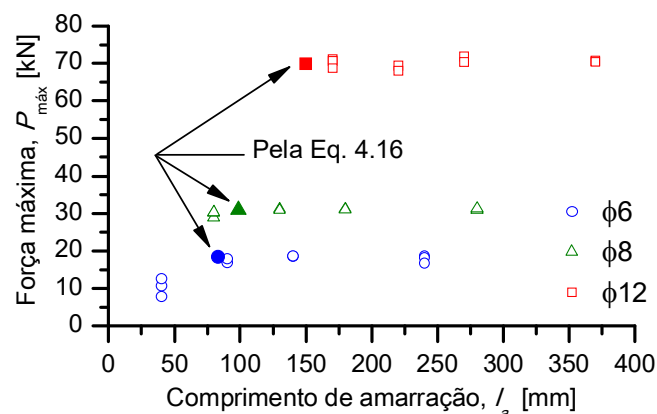


Figura 4.11 - Influência do comprimento de amarração na resistência dos provetes no ensaio de *pull-out*.

Assumindo na Eq. (4.3) que $d\sigma_s$ é a tensão última suportada pelo aço f_{su} , dy é o comprimento de amarração estimado $l_{a,e}$ e τ é igual à tensão de aderência local máxima $\tau_{m\acute{a}x}$, esta transforma-se em:

$$\frac{f_{su}}{l_{a,e}} = \frac{4\tau_{m\acute{a}x}}{\phi} \Leftrightarrow L_{a,e} = \frac{f_{su} \cdot \phi}{4\tau_{m\acute{a}x}}. \quad (4.16)$$

Assim através desta equação e usando a média das tensões de aderência máximas locais para cada diâmetro, é possível obter um comprimento de amarração que suporta uma força suficiente para que ocorra a fractura do varão. Os valores obtidos foram 83,3 mm, 98,7 mm e 149,8 mm para o varão com diâmetro $\phi 6$ mm, $\phi 8$ mm e $\phi 12$ mm respectivamente, e encontram-se representados na Fig. 4.11 a cheio.

A Fig. 4.12 mostra a influência dos comprimentos de amarração adoptados neste trabalho, na tensão de aderência local (τ) e na tensão de aderência média ($\tau_{m\acute{e}d}$). Esta figura compara também os resultados obtidos experimentalmente com o valor da tensão de aderência máxima calculado através do Model Code [4] ($\tau_{m\acute{a}x} = 15,2 \text{ MPa}$), que está representado nesta figura através de uma linha tracejada horizontal. A tensão de aderência média, tal como seria de esperar pela Eq. (4.1), decresce com o aumento do comprimento de amarração. Em comprimentos de amarração mais curtos foi possível confirmar aproximadamente o valor da tensão de aderência máxima proposta pelo Model Code [4], mas isto apenas acontece para a tensão de aderência média já que, se fosse para a tensão de aderência máxima (local) esta seria muito sobrestimada por [4]. É assim perceptível que se o objectivo for a obtenção do valor máximo da tensão de aderência média, é necessário que ocorra uma rotura na interface entre o varão de aço e o bloco de betão. Para que isto possa acontecer é necessário então recorrer a comprimentos de amarração curtos conforme já recomendado por [4]. Por outro lado, segundo alguns trabalhos disponíveis na literatura [53, 54 e 56], isto não é suficiente para definir na totalidade a relação tensão de aderência local vs. escorregamento, defendendo que para esta definição é necessário o uso de comprimentos de amarração longos, de modo a que estes sejam superiores ao comprimento de amarração efectivo². Desta forma, devem-se privilegiar provetes cujo modo de rotura ocorra pela fractura do varão de aço. Pode-se ainda afirmar que tanto para comprimentos de amarração longos como curtos, a expressão proposta pelo Model Code [4] na Tabela 2.2 sobrestima o valor de $\tau_{m\acute{a}x}$, como se pode constatar pela Fig. 4.12.

² Por definição é o comprimento a partir do qual se consegue atingir a plastificação do varão de aço.

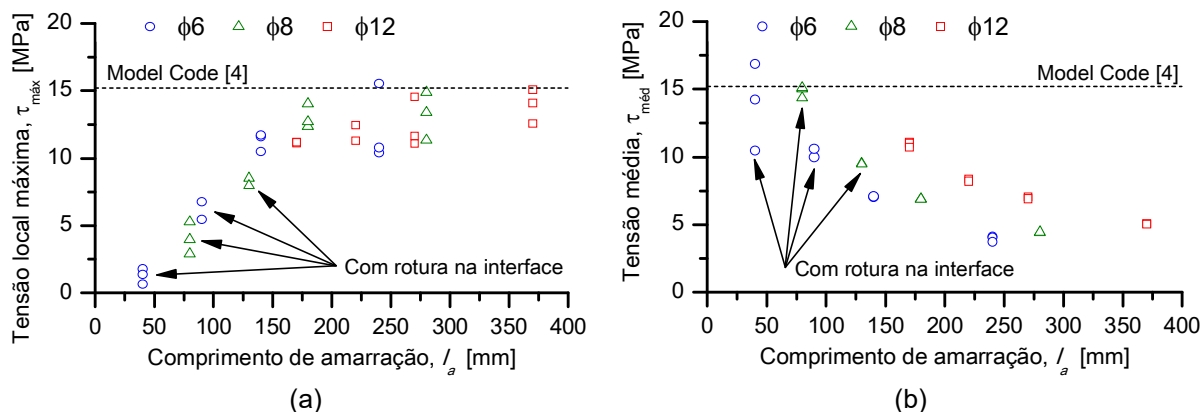


Figura 4.12 - Influência do comprimento de amarração na: (a) - tensão de aderência local máxima; (b) tensão de aderência média.

4.7. Influência do diâmetro do varão nervurado na tensão de aderência local

A influência do diâmetro do varão nervurado na tensão de aderência local máxima (τ), é apresentada graficamente na Fig. 4.13. Nesta análise apenas se tiveram em consideração os provetes cuja rotura foi devido à fractura do varão de aço, ou seja, os provetes que possuíam um comprimento de amarração superior ao comprimento de amarração efectivo.

Os resultados apresentados na Fig. 4.13 aparentam estar um pouco dispersos, não sendo possível observar uma dependência entre a tensão de aderência local máxima e o diâmetro do varão de aço. Foi então calculada a média dos resultados da tensão de aderência local máxima e o correspondente coeficiente de variação, para cada conjunto de provetes com o mesmo diâmetro de varão. Assim obteve-se para os provetes com varão $\phi 6$ mm uma média de 11,75 MPa e um CdV = 15,0% e no caso dos provetes com $\phi 8$ mm a média é de 12,46 MPa com CdV = 15,5%. Por último nos provetes com $\phi 12$ mm a média é 12,38 MPa com CdV = 11,7%.

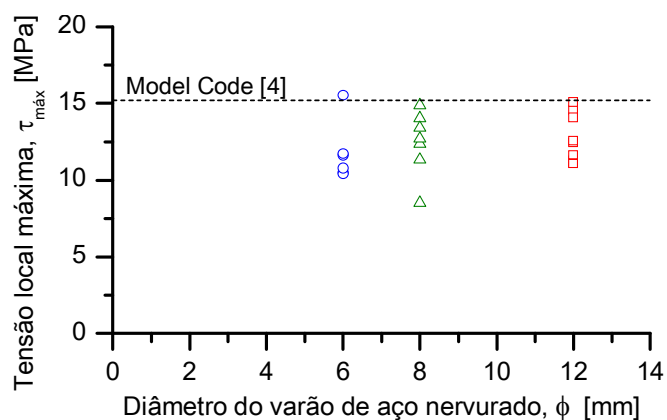


Figura 4.13 - Influência do diâmetro do varão nervurado na tensão de aderência local.

5. Modelação com elementos finitos

5.1. Introdução

De modo a simular os resultados obtidos experimentalmente e possibilitar a extrapolação para outras situações não estudadas, este capítulo apresenta uma modelação com elementos finitos de todos os provetes usados neste trabalho. Para isto recorrer-se-á ao programa de cálculo automático ATENA [57], que tem como base o método dos elementos finitos (FEM). Para confrontar os resultados numéricos com os resultados experimentais, consideraram-se duas leis de aderência: a proposta neste trabalho e a recomendada pelo Model Code [4].

Inicialmente descreve-se detalhadamente o processo de modelação dos modelos numéricos, descrevendo-se a sua geometria, materiais usados, método de aplicação de carga, relações tensão de aderência-escorregamento usadas e algumas simplificações adoptadas. Seguidamente serão analisados os resultados obtidos, começando pela análise do comportamento da relação força-deslocamento e respectiva comparação deste comportamento entre as duas relações τ - δ referidas. Analisar-se-ão também as extensões principais máximas no bloco de betão por permitirem complementar a análise das distribuições das tensões de aderência ao longo do comprimento de amarração. Por último realizar-se-á uma análise paramétrica de forma a permitir analisar a influência de vários parâmetros (e.g. a tensão de cedência do aço, a classe de resistência do betão, o diâmetro do varão, o comprimento de amarração e o factor α da relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4]) nas respostas força-deslocamento (P - δ_0) dos provetes.

5.2. Descrição dos modelos numéricos

Conforme já se referiu, a modelação dos provetes usados neste trabalho foi realizada através do *software* ATENA 2D [57], que tem como base o método dos elementos finitos (FEM). Apesar de ser possível o uso de modelos numéricos em três dimensões (3D) neste *software*, optou-se pelo uso da versão em duas dimensões, com vista a reduzir o número de incógnitas e equações não lineares a resolver, e consequentemente reduzir o tempo de computação dos modelos numéricos. O método de resolução das equações não lineares adoptado durante as análises computacionais foi o método de Newton-Raphson. A malha usada nos modelos foi constituída por elementos finitos quadrilaterais com uma dimensão de 5 mm, conforme se pode ver pela Fig. 5.1.

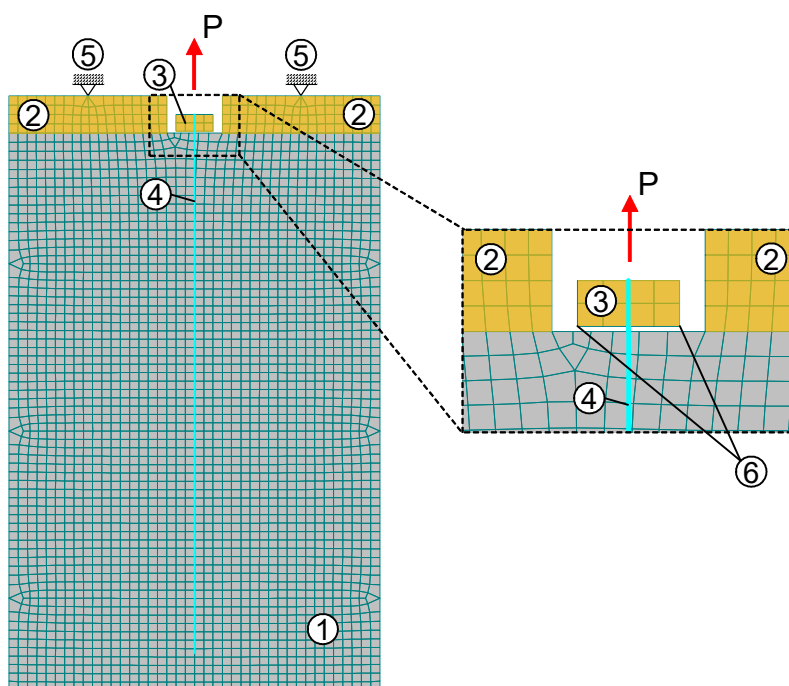
Para cada modelo numérico realizado corresponde um provete usado neste estudo pelo que, se iniciou a modelação dos provetes com a definição da geometria de cada um deles. Visto estar-se apenas a modelar em duas dimensões, começou-se por definir a lateral do bloco de betão (Fig. 5.1 nº. 1), que tal como descrito no capítulo 3, possui sempre a mesma largura (200 mm) e o comprimento varia apenas com o diâmetro do varão usado (entre 250 mm e 400 mm). Seguidamente de modo a simular a chapa de reacção usada no procedimento experimental, definiram-se duas chapas (Fig. 5.1 nº. 2) no topo do bloco de betão, deixando entre elas um espaço para colocar o varão. No topo das chapas colocou-se um apoio fixo (Fig. 5.1 nº. 5), de modo a fixar as mesmas e monitorizar a reacção. Por fim, definiu-se o varão nervurado (Fig. 5.1 nº. 4) com o comprimento de amarração de acordo com o provete que estava a ser modelado. Colocou-se também na extremidade do varão a ser puxada uma pequena chapa (Fig. 5.1 nº. 3) de modo a aplicar o carregamento e medir os deslocamentos do varão.

Quanto à definição das características dos materiais, implementou-se no *software* ATENA as propriedades dos materiais obtidas experimentalmente (ver Cap. 3.5). Os varões de aço nervurado foram modelados com o material “Reinforcement”, disponível no *software*, que segundo o manual da teoria do ATENA [57] é constituído por um elemento de treliça cuja relação tensão-extensão é definida por múltiplos troços rectos. Assim, para cada diâmetro de varão, personalizou-se a relação constitutiva do aço segundo os resultados experimentais obtidos no capítulo 3.5, recorrendo a troços rectos. No caso do bloco de betão, este foi modelado com o tipo de material “Constitutive Model SBETA”, também disponibilizado por este *software* especificamente para o betão. De acordo com [57], este modelo de material inclui os seguintes efeitos do comportamento do betão: comportamento não linear em compressão; abertura de fendas no betão em tracção baseada em mecanismos de fendilhação não lineares; critério biaxial de rotura; redução da resistência à compressão após a fendilhação; efeito de endurecimento por tracção; redução da rigidez de corte após a fendilhação; dois modelos de abertura de fendas: direcção de abertura de fendas fixa e direcção de abertura de fendas rotativa. Os resultados obtidos por Biscaia *et al.* [58, 59], na simulação de vigas de betão armado, com o modelo de abertura de fendas com direcção rotativa revelaram que este é mais preciso do que o modelo com a direcção de abertura de fendas fixa. Desta forma, no presente estudo, optou-se pelo modelo de abertura de fendas com direcção rotativa.

Com o objectivo de simular as cargas aplicadas, à semelhança dos provetes usados nas experiências deste trabalho, o método de aplicação de carga foi por controlo de deslocamento. Assim, aplicou-se à chapa colocada na extremidade do varão (Fig. 5.1 nº. 3) incrementos de deslocamento constantes de 0,005 mm por passo, até à rotura do modelo numérico. De modo a monitorizar as cargas aplicadas, tal como já referido anteriormente, recorreu-se à monitorização da reacção dos dois apoios fixos situados no topo das chapas de reacção (Fig. 5.1 nº. 5 e 2 respectivamente).

Por último, foram implementados no *software* ATENA os modelos tensão de aderência local-escorregamento, obtidos no capítulo anterior através dos resultados experimentais. Estes modelos foram implementados recorrendo a uma linha constituída por múltiplos troços rectos. No caso dos varões $\phi 12$ mm, tal como já referido no capítulo anterior, não foi possível obter uma relação tensão de aderência local-escorregamento através dos resultados experimentais, assim para a modelação

numérica considerou-se a mesma relação obtida para os varões $\phi 8$ mm. Foi também usado o modelo da relação τ - δ do Model Code [4], que já se encontrava implementado no *software*, com o objectivo de comparar os resultados obtidos a partir desta relação com as relações propostas neste trabalho (Fig. 4.10). Mais uma vez no modelo proposto por [4], considerou-se boas condições de aderência entre o varão de aço e o bloco de betão. É ainda relevante referir que de modo a garantir que a rotura não iria ocorrer na interface entre o varão nervurado e chapa colocada na sua extremidade (Fig. 5.1 nº. 3), restringiram-se os escorregamentos na interface destes dois elementos. Desta forma garantiu-se que a rotura do modelo ocorre sempre entre o varão e o bloco de betão.



Legenda: 1 - Bloco de betão; 2 - Chapa de reacção; 3 - Chapa de aço; 4 - Varão de aço nervurado; 5 - Apoio fixo; 6 - Pontos de monitorização dos deslocamentos.

Figura 5.1 - Exemplo de um modelo numérico e respectivas componentes geométricas.

5.3. Modelação dos provetes

5.3.1. Relação força-deslocamento

Após a simulação dos modelos numéricos descritos no subcapítulo anterior, no *software* ATENA, obtiveram-se as relações força-deslocamento apresentadas nas Figs. 5.2 a 5.4. A partir destes gráficos, é possível observar que os resultados obtidos com o modelo recomendado pelo Model Code [4] apresentam uma rigidez mais baixa em relação ao modelo proposto neste trabalho e aos resultados experimentais. Consta-se também que no ramo ascendente o modelo recomendado por [4] apresenta uma variação de declives um pouco peculiar, diferenciando-se significativamente do comportamento dos resultados experimentais e do modelo proposto. Um exemplo desta variação de declives é o modelo numérico que simula os provetes P - $\phi 8$ -80-1, P - $\phi 8$ -80-2 e P - $\phi 8$ -80-3 (Fig. 5.3), que apresenta

quatro declives diferentes na fase inicial do carregamento. Desta forma é possível afirmar que o modelo proposto neste trabalho é substancialmente melhor a reproduzir o ramo ascendente da relação força-deslocamento obtida experimentalmente. É ainda de notar que, na curva $P-\delta_0$ do modelo numérico que simulou os provetes $P-\phi 6-40-1$, $P-\phi 6-40-2$ e $P-\phi 6-40-3$ (vide Fig. 5.2) com a relação proposta, podem observar-se quatro declives diferentes, que se assemelham às quatro fases da relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4] (veja-se a Fig. 2.31).

No caso dos provetes que tiveram um modo de rotura na interface entre o varão de aço e o bloco de betão, pode ser constatado que o modelo tensão de aderência local-escorregamento proposto neste trabalho simula a transição entre a força máxima e a força residual de uma forma bastante abrupta em comparação com os resultados experimentais. Esta transição abrupta pode ser explicada pela descontinuidade adoptada no modelo proposto (vide Fig. 4.7) entre a fase C e a fase R, que tal como já referido em 4.5.1., na realidade deveria ser uma transição suave e continua.

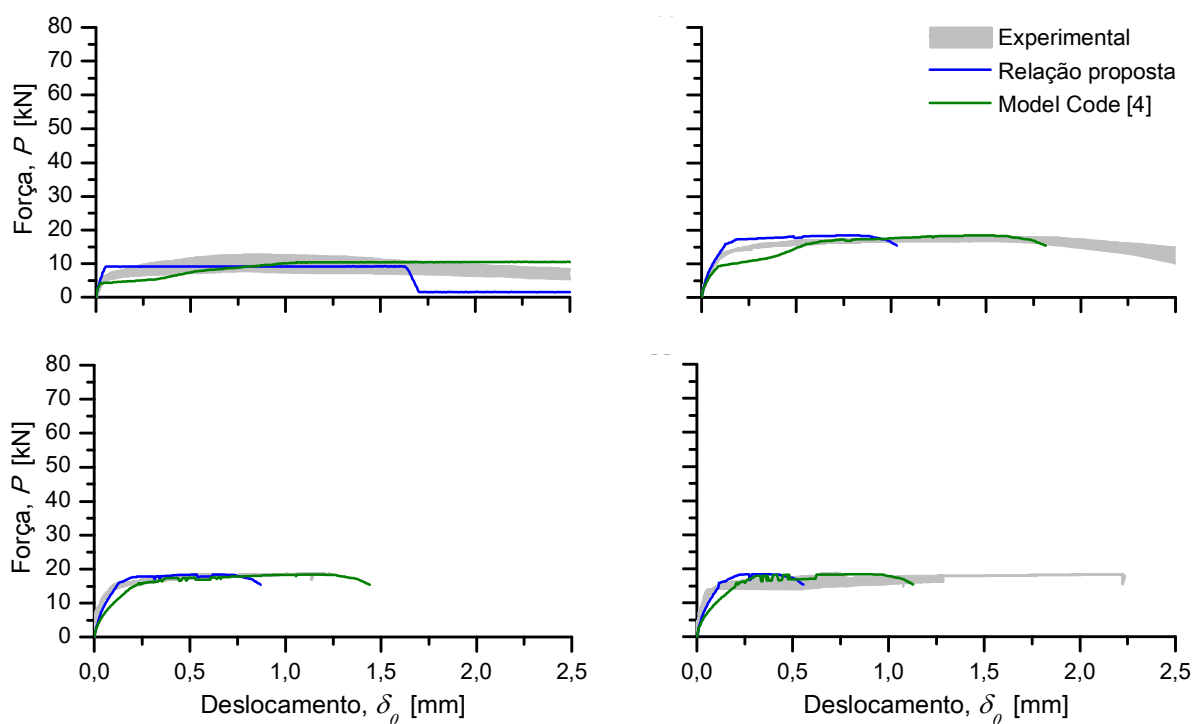


Figura 5.2 - Relações força-deslocamento obtidas através do *software* ATENA e dos resultados experimentais, para os provetes com varão $\phi 6$ mm.

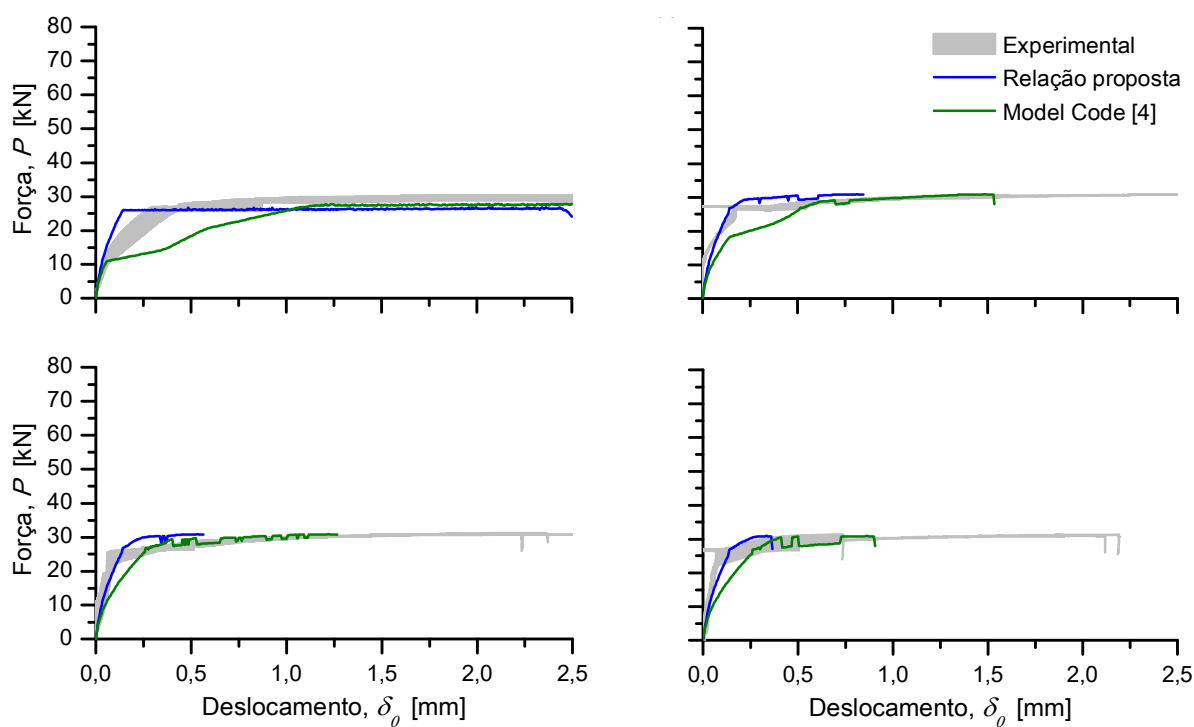


Figura 5.3 - Relações força-deslocamento obtidas através do *software* ATENA e dos resultados experimentais, para os provetes com varão $\phi 8$ mm.

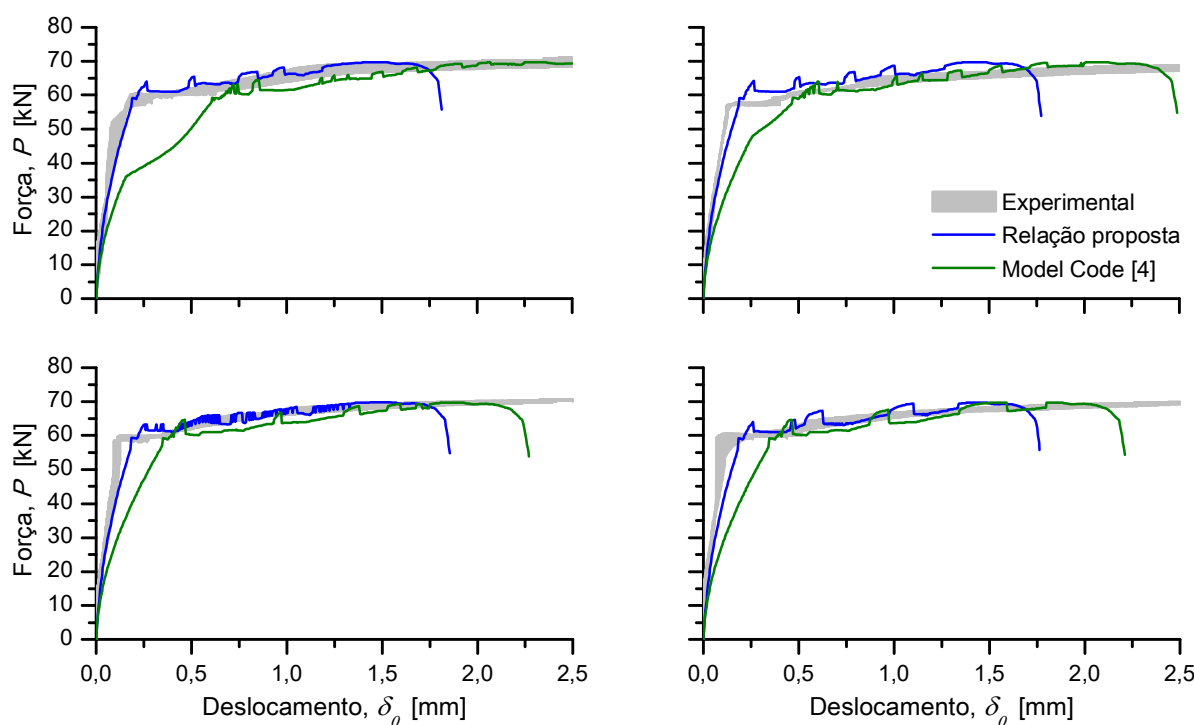
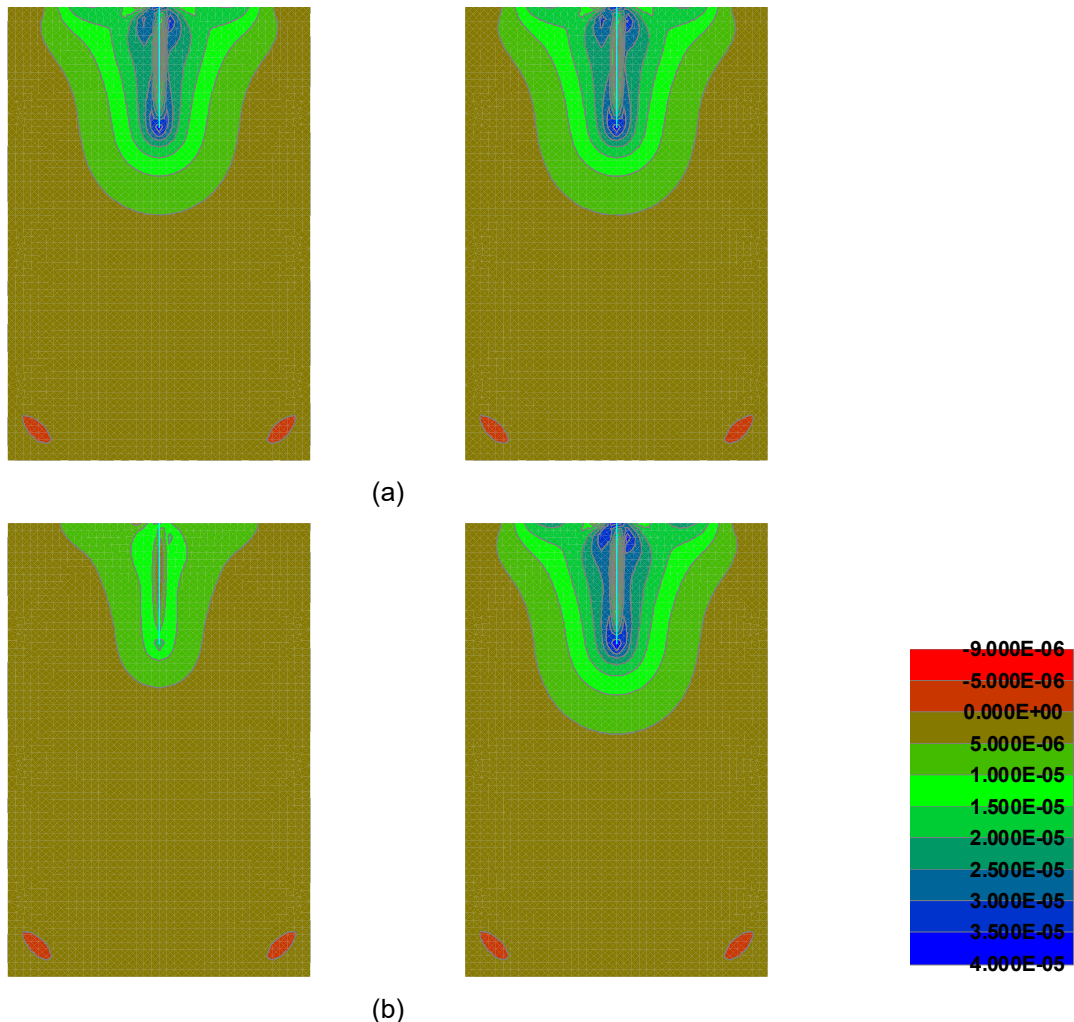


Figura 5.4 - Relações força-deslocamento obtidas através do *software* ATENA e dos resultados experimentais, para os provetes com varão $\phi 12$ mm.

5.3.2. Extensões principais máximas no bloco de betão e distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de amarração

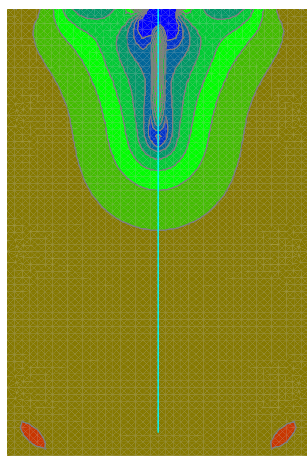
Com o objectivo de analisar a distribuição das tensões de aderência ao longo do comprimento de amarração, para os dois modelos τ - δ referidos anteriormente, analisou-se a influência destes modelos na distribuição das extensões principais máximas no betão circundante ao varão. Desta forma, como exemplo, será analisado de seguida o processo de arrancamento de dois modelos numéricos com varão $\phi 8$ mm. A Fig. 5.5 mostra os resultados das extensões máximas no bloco de betão, do modelo numérico que simula os provetes $P-\phi 8-80-1$, $P-\phi 8-80-2$ e $P-\phi 8-80-3$, em que ocorreu uma rotura pela interface aço-betão. A Fig. 5.6 mostra também os resultados das extensões máximas no bloco de betão, mas do modelo numérico que simula os provetes $P-\phi 8-280-1$, $P-\phi 8-280-2$ e $P-\phi 8-280-3$, nos quais a rotura ocorreu por fractura do varão de aço.



Foi atingido $P_{m\acute{a}x}$ com a relação proposta ($\delta_0 = 0,145$ mm)

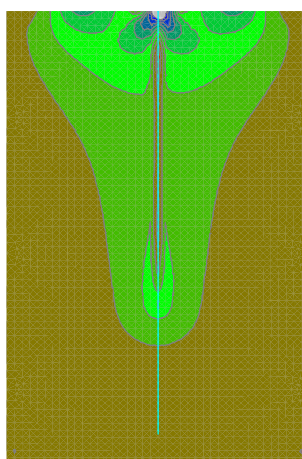
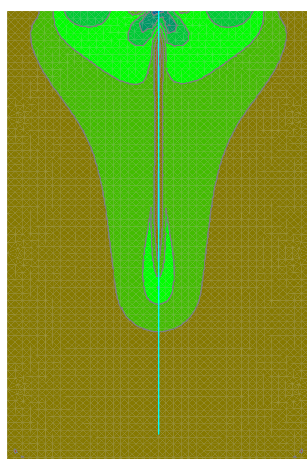
Foi atingido $P_{m\acute{a}x}$ com o Model Code [4] ($\delta_0 = 1,200$ mm)

Figura 5.5 - Distribuição das extensões principais máximas no bloco de betão nos modelos que simularam os provetes $P-\phi 8-80-1$, $P-\phi 8-80-2$ e $P-\phi 8-80-3$ usando: (a) a relação tensão de aderência local-escorregamento proposta; (b) a relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4].



Já ocorreu a rotura do varão de aço.

(a)



(b)

Foi atingido $P_{máx}$ com a relação proposta ($\delta_0 = 0,315 \text{ mm}$)

Foi atingido $P_{máx}$ com o Model Code [4] ($\delta_0 = 0,860 \text{ mm}$)

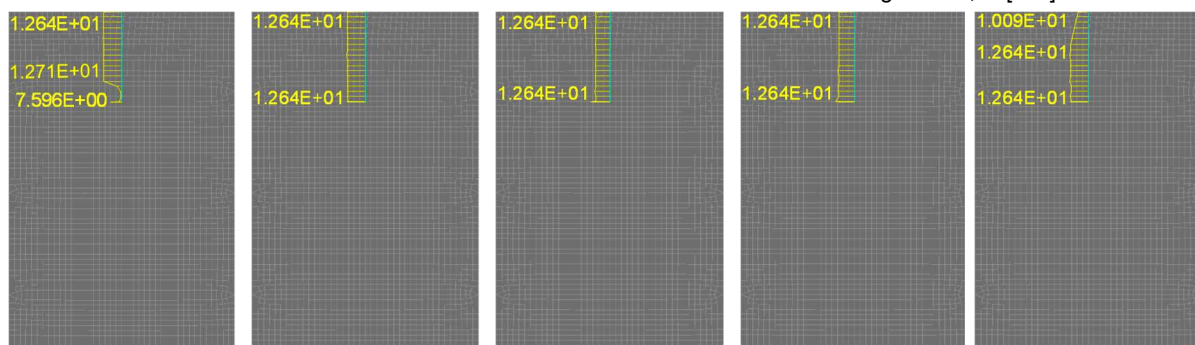
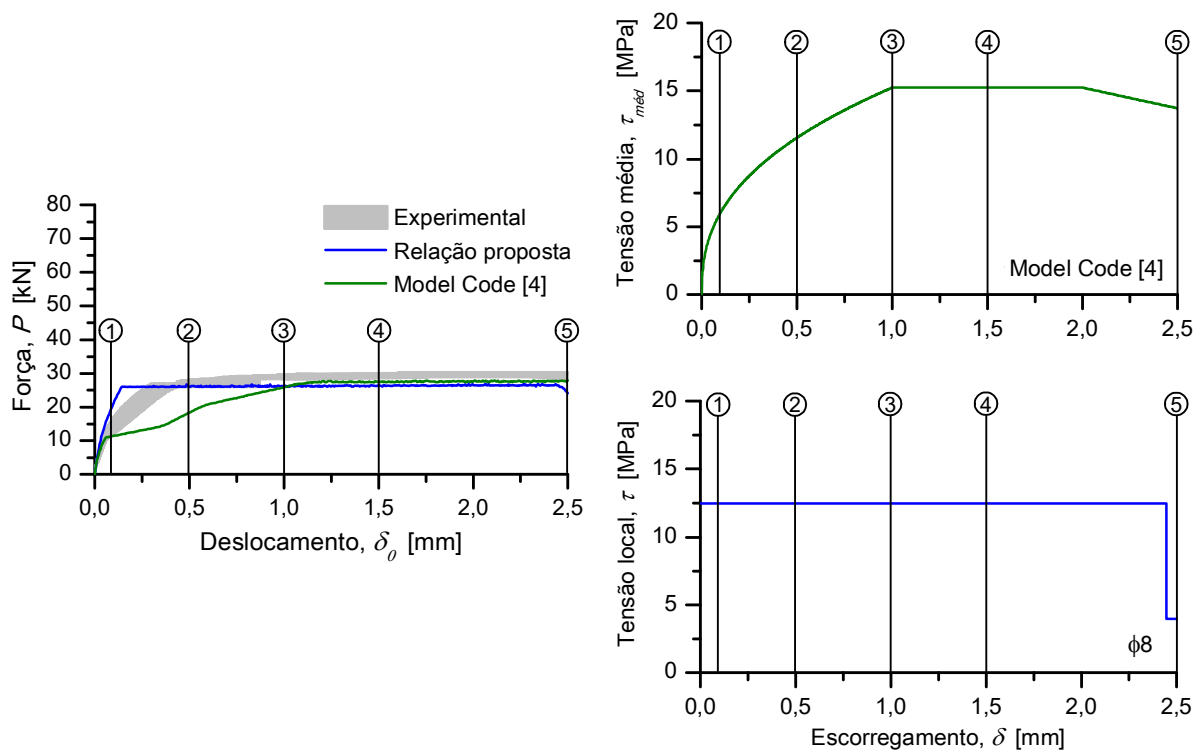
Figura 5.6 - Distribuição das extensões principais máximas no bloco de betão nos modelos que simularam os provetes $P-\phi 8-280-1$, $P-\phi 8-280-2$ e $P-\phi 8-280-3$ usando: (a) a relação tensão de aderência local-escorregamento proposta; (b) a relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4].

Na Fig. 5.5 pode ser observado que, em ambos os modelos $\tau-\delta$ usados, as extensões máximas no betão se encontram espalhadas por todo o comprimento de amarração, o que indica que todo este comprimento se encontra mobilizado. No caso da relação tensão de aderência local-escorregamento proposta, as extensões principais máximas foram atingidas quando o deslocamento $\delta_0 = 0,145 \text{ mm}$, tendo-se concentrado em redor do varão de aço (veja-se a Fig. 5.5 a). Para deslocamentos δ_0 superiores, não foram observadas alterações significativas nas extensões do betão, devido à entrada em cedência do varão de aço nervurado. Nos resultados do modelo recomendado pelo Model Code [4] mostrado na Fig. 5.5 b, e à semelhança do modelo proposto, as extensões principais máximas encontram-se também concentradas junto do betão envolvente ao varão, mas neste caso a extensão máxima foi atingida para o deslocamento $\delta_0 = 1,200 \text{ mm}$. É ainda de referir que em ambos os casos,

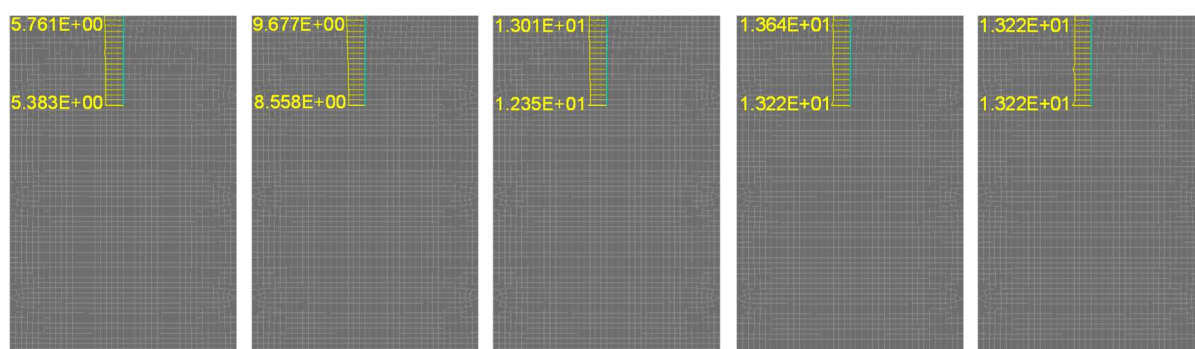
junto ao varão de aço, foram atingidos valores de extensão no betão muito próximos do seu limite máximo de 0,004%.

A Fig. 5.6 mostra os resultados das extensões máximas principais no betão usando o modelo τ - δ proposto, que são atingidas com o deslocamento $\delta_0 = 0,315$ mm. Nesta figura, pode-se observar claramente que este modelo concentra as extensões principais máximas do betão num comprimento mais curto que o modelo τ - δ recomendado por [4]. Apesar das extensões observadas nesta figura serem superiores às da Fig. 5.5, é de notar que a forma do bolbo extensões é semelhante em ambos os casos. Para valores de deslocamento δ_0 superiores, não são mostrados mais resultados, pois o *software* ATENA prevê a rotura do varão de aço. No modelo em que se usou a relação τ - δ recomendada pelo Model Code [4] (veja-se a Fig. 5.6 b), as extensões principais máximas no betão foram obtidas para um valor de deslocamento $\delta_0 = 0,860$ mm. Estas extensões, ao contrário do observado na Fig. 5.6 a, encontram-se distribuídas por todo o comprimento de amarração e concentrando os seus valores máximos na extremidade do varão que está a ser puxada. Isto revela que as recomendações do Model Code [4] estão a levar ao cálculo e aplicação de comprimentos de amarração muito longos.

De seguida nas Figs. 5.7 e 5.8 é mostrada a evolução da tensão de aderência ao longo do varão durante a simulação numérica, para os modelos que simularam os provetes com varão diâmetro $\phi 8$ mm e comprimento de amarração 80 mm e 280 mm respectivamente. A partir destas figuras é também possível analisar as diferenças na evolução desta tensão nos modelos com a relação tensão de aderência-escorregamento proposta e com a recomendada pelo Model Code [4]. Na Fig. 5.7 pode constatar-se que a relação proposta e o Model Code [4], no mesmo intervalo de deslocamento, geram dois comportamentos da tensão ao longo do varão distintos. A relação proposta para deslocamentos pequenos ($\delta_0=0,100$ mm) começa por mobilizar a tensão de aderência máxima apenas num comprimento relativamente pequeno. Com a continuação da simulação e o aumento dos deslocamentos, é mobilizado cada vez mais comprimento de varão, mantendo sempre o valor máximo da tensão de aderência, até ser mobilizado todo o comprimento do varão. Quando o deslocamento atinge o valor da transição entre a tensão de aderência máxima e a tensão de aderência residual (2,446 mm), a tensão na zona junto à superfície superior do betão começa a decrescer, tendendo para o valor da tensão de aderência residual. Por outro lado, o Model Code [4] mobiliza de imediato todo o comprimento de amarração com um tensão de aderência relativamente baixa, que vai aumentando ao longo da simulação até atingir o seu valor máximo. Observando a Fig. 5.8, volta a ser clara a diferença entre a relação proposta e o Model Code [4], já que novamente os comprimentos mobilizados por [4] continuam a ser muito mais longos em comparação com a relação proposta. É também evidente a diferença de rigidez entre as duas relações, visto que a rotura do modelo com a relação proposta é atingida para valores de deslocamento mais reduzidos.



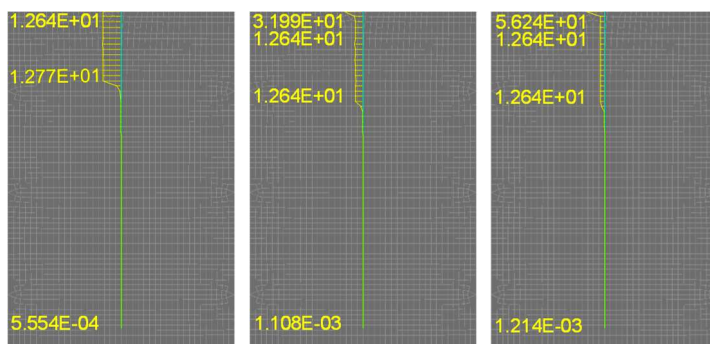
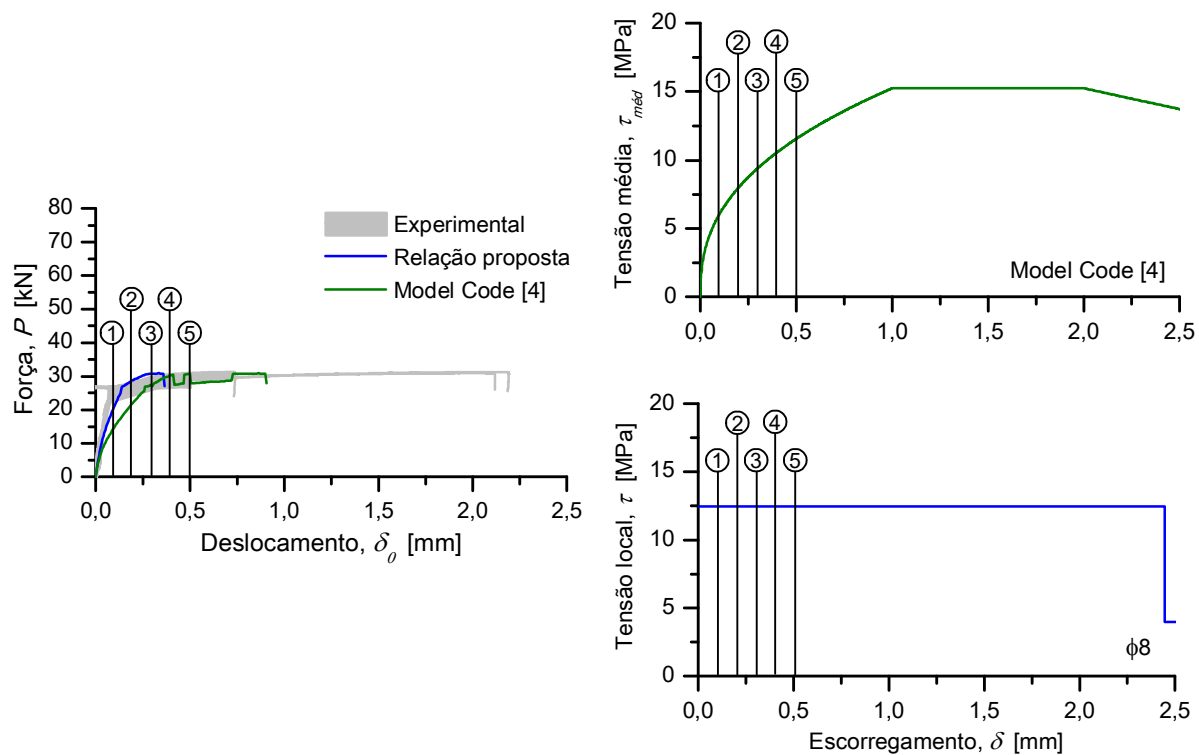
Distribuição da tensão de aderência ao longo do varão nos modelos numéricos com a relação proposta [MPa]



Distribuição da tensão de aderência ao longo do varão nos modelos numéricos com a relação recomendada pelo Model Code [4] [MPa]

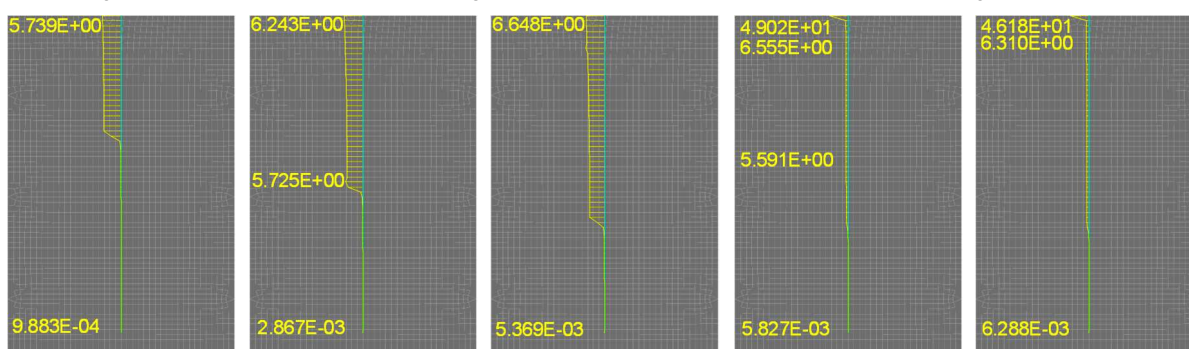
(1) $\delta_0=0,100$ mm (2) $\delta_0=0,500$ mm (3) $\delta_0=1,000$ mm (4) $\delta_0=1,500$ mm (5) $\delta_0=2,500$ mm

Figura 5.7 - Evolução das tensões de aderência ao longo do varão de aço dos modelos que simularam os provetes $P-\phi 8-80-1$, $P-\phi 8-80-2$ e $P-\phi 8-80-3$, usando a relação tensão de aderência-escorregamento proposta e a recomendada pelo Model Code [4].



Rotura do varão de aço.

Distribuição da tensão de aderência ao longo do varão nos modelos numéricos com a relação proposta [MPa]



Distribuição da tensão de aderência ao longo do varão nos modelos numéricos com a relação recomendada pelo Model Code [4] [MPa]

(1) $\delta_0=0,100$ mm (2) $\delta_0=0,200$ mm (3) $\delta_0=0,300$ mm (4) $\delta_0=0,400$ mm (5) $\delta_0=0,500$ mm

Figura 5.8 - Evolução das tensões de aderência ao longo do varão de aço dos modelos que simularam os provetes $P-\phi 8-280-1$, $P-\phi 8-280-2$ e $P-\phi 8-280-3$, usando a relação tensão de aderência-escorregamento proposta e a recomendada pelo Model Code [4].

5.4. Estudo paramétrico

Neste subcapítulo procurou-se analisar de que forma a alteração de certos parâmetros tais como a tensão de cedência do aço, a classe de resistência do betão, o diâmetro do varão, o comprimento de amarração e o factor α da relação tensão de aderência-eskorregamento recomendada pelo Model Code [4], iria alterar as respostas força-deslocamento ($P-\delta_0$). Assim, tendo como base os modelos numéricos utilizados anteriormente para modelar os provetes $P-\phi 8-280-1$, $P-\phi 8-280-2$ e $P-\phi 8-280-3$, variaram-se os referidos parâmetros e compararam-se as respostas força-deslocamento obtidas com a relação proposta, com o Model Code [4] e experimentalmente.

5.4.1. Influência da tensão de cedência do aço

Com o objectivo de analisar a influência da variação da tensão de cedência do aço na resposta força-deslocamento ($P-\delta_0$) criaram-se, a partir dos modelos já referidos anteriormente, quatro modelos para cada relação, nos quais se usaram as seguintes tensões de cedência: 500 MPa, 750 MPa, 1000 MPa e infinito. É importante notar que na definição dos aços com tensão de cedência 750 MPa e 1000 MPa, no *software* ATENA, se consideraram relações constitutivas elasto-perfeitamente plástica e no aço com a tensão de cedência 500 MPa usaram-se os mesmos modelos do subcapítulo anterior. Estes modelos foram então simulados e os resultados apresentados de seguida na Fig. 5.9.

Através do gráfico da Fig. 5.9, tal como já referido anteriormente no subcapítulo 5.3, é possível observar mais uma vez que os resultados obtidos com a relação tensão de aderência-eskorregamento recomendada por [4] possuem uma rigidez mais baixa que os resultados experimentais e a relação proposta. Como seria de esperar, os modelos com a tensão de cedência do aço igual a 500 MPa, em especial o modelo proposto, apresentaram resultados semelhantes aos experimentais uma vez que a tensão de cedência ser aproximadamente a mesma. No caso do aço com tensão de cedência 750 MPa e 1000 MPa, ambas as relações produziram resultados que, apesar da rigidez inicial ser diferente, terminam num patamar com o mesmo valor de força, o que é explicado pela ocorrência da plastificação do varão que nestes casos possui uma lei constitutiva elasto-perfeitamente plástica. As curvas resultantes dos modelos em que se utilizou a tensão de cedência do aço a tender para infinito, apresentam no caso da relação proposta um patamar que corresponde ao arrancamento do varão, o que não acontece no Model Code [4], visto isto só ocorrer para valores de força e eskorregamento superiores. Esta diferença pode ser explicada pela diferença nos valores de τ_{max} entre a relação proposta e [4].

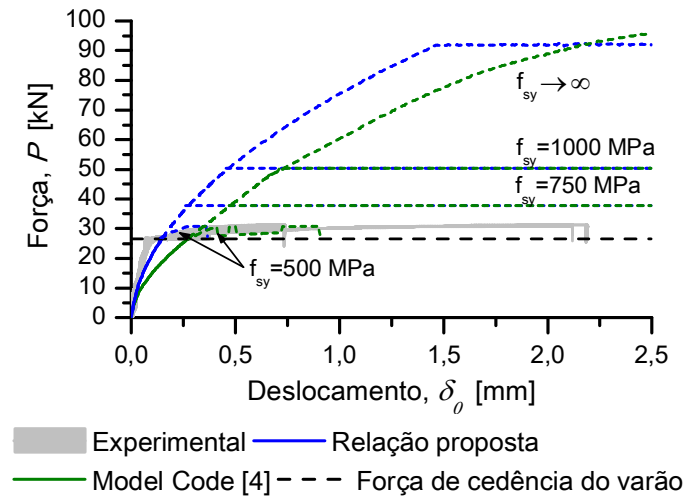


Figura 5.9 - Influência da variação da tensão de cedência do aço na relação força-deslocamento (P - δ_0).

5.4.2. Influência da classe de resistência do betão

Para a análise da influência da classe de resistência do betão na resposta P - δ_0 , teve-se como base mais uma vez os modelos numéricos utilizados para modelar os provetes P - $\phi 8$ -280-1, P - $\phi 8$ -280-2 e P - $\phi 8$ -280-3, fazendo-se variar nestes a resistência do betão. As classes de resistência de betão utilizadas nesta análise foram C20/25, C25/30, C30/37 e C35/45. Ao contrário do Model Code [4], a relação proposta não contém nenhum factor que representa a influência da resistência do betão na relação τ - δ , assim tendo em vista a melhor comparação entre as duas relações modificaram-se os valores de τ_{max} e τ_{res} da relação proposta para cada classe de betão, com a mesma proporção que [4]. De modo a evitar que a plastificação do varão de aço perturbasse os resultados, considerou-se para este efeito que a tensão de cedência do aço tende para infinito, condicionando assim a que a rotura do provete ocorresse sempre por arrancamento.

A Fig. 5.10, tal como seria de esperar, mostra que em ambas as relações τ - δ quanto maior for a classe de resistência do betão maior a força suportada pelo provete, já que a tensão de aderência máxima também aumenta. O aumento da força suportada pelo provete é também acompanhado por um ligeiro aumento da rigidez da sua resposta P - δ_0 .

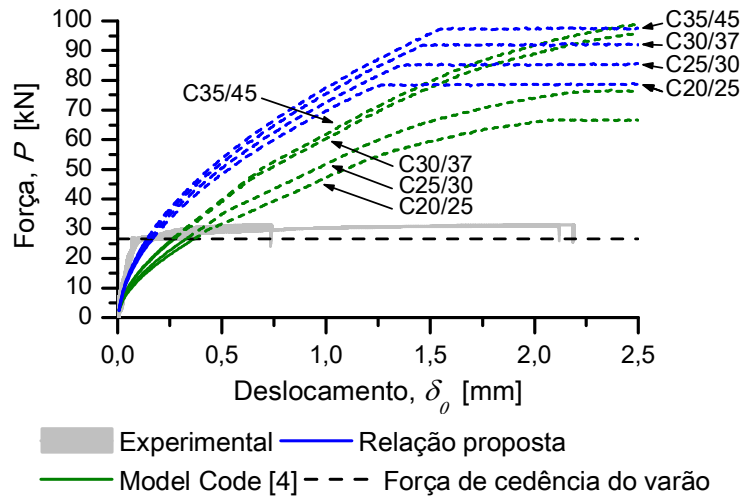


Figura 5.10 - Influência da variação da classe de resistência do betão na relação força-deslocamento (P - δ_0).

5.4.3. Influência do diâmetro do varão

Na análise da influência do diâmetro do varão na relação força-deslocamento, à semelhança do subcapítulo anterior, considerou-se que a tensão de cedência do aço tende para infinito de modo a evitar que a plastificação dos varões causasse problemas nos resultados, limitando assim o provete ao modo de rotura por arrancamento. Nesta análise usaram-se os modelos numéricos já mencionados, alterando apenas o diâmetro do varão para $\phi 10$ mm, $\phi 16$ mm e $\phi 20$ mm e a tensão de cedência do aço.

A partir da Fig. 5.11 é possível constatar que existe uma dependência entre a força máxima suportada pelo provete e o diâmetro do varão usado, o que é explicado pelo aumento da área embebida do varão de aço no betão, visto a tensão de aderência ser máxima e constante em toda esta área antes de ocorrer o arrancamento. Após o arrancamento do varão surgem patamares em que a força se mantém máxima e constante, mas para os mesmos diâmetros o Model Code [4] possui sempre uma força superior em relação à relação proposta. Este fenómeno é justificado pela diferença da tensão de aderência máxima segundo [4] e segundo a relação proposta ($\tau_{max}=15,2$ MPa e 12,46 MPa respectivamente).

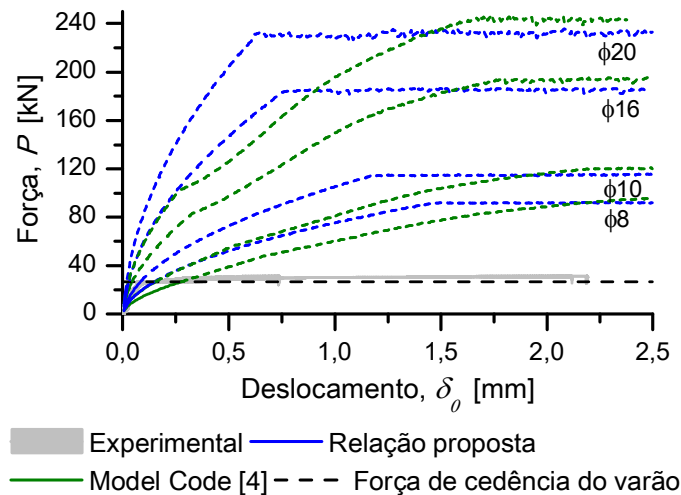


Figura 5.11 - Influência da variação do diâmetro do varão na relação força-deslocamento (P - δ_0).

5.4.4. Influência do comprimento de amarração

A influência do comprimento de amarração na relação P - δ_0 foi analisada, fazendo variar o comprimento de amarração dos referidos modelos numéricos e considerando pelas razões já referidas a tensão de cedência do aço a tender para infinito. Os comprimentos de amarração usados foram 40 mm, 80 mm, 150 mm e 280 mm.

Através da Fig. 5.12 apresentada de seguida é possível verificar que quanto maior for o comprimento de amarração utilizado maior a força suportada pelo provete antes de ser arrancado o varão, isto deve-se mais uma vez ao aumento da área de varão embebida no betão, uma vez que antes do arrancamento do varão a tensão de aderência é máxima e constante. É ainda de referir que apenas nesta análise com os comprimentos de amarração mais curtos e a relação proposta, se observa o início da fase em que a força começa a decrescer devido ao arrancamento do varão.

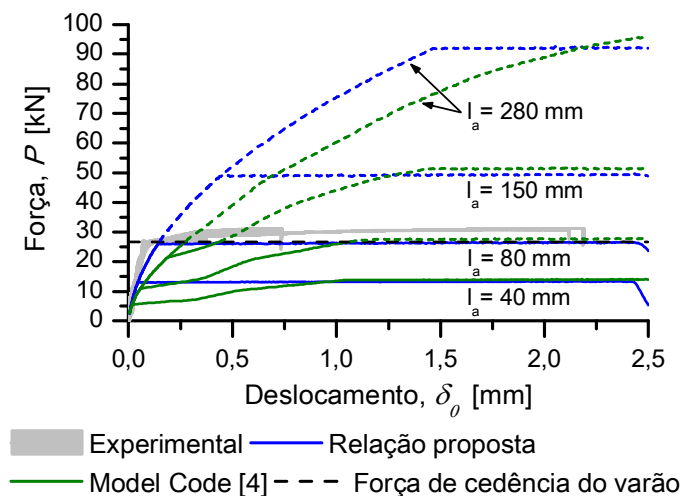


Figura 5.12 - Influência da variação do comprimento de amarração na relação força-deslocamento (P - δ_0).

5.4.5. Influência da variação do factor α

Por último, procurou-se analisar de que modo a variação do factor α , na relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4], afectava o comportamento da relação $P-\delta_0$. Assim, tendo em conta este objectivo, criaram-se modelos numéricos em que se usou comprimentos de amarração de 40 mm e 280 mm e para cada um destes comprimentos usaram-se vários valores de α ($\alpha=0$, $\alpha=1$ e o valor recomendado por [4] $\alpha=0,4$). Mais uma vez, pelos motivos já mencionados, utilizou-se uma tensão de cedência do aço que tende para infinito.

A partir do gráfico da Fig. 5.13 é possível afirmar que se se considerar o valor de $\alpha=0$, a resposta global obtida a partir do Model Code [4] aproxima-se muito da relação proposta e dos resultados experimentais (até à plastificação do varão de aço). Ao nível local, considerando $\alpha=0$, apesar de não poder ser observado na figura as relações também ficam mais aproximadas. Os resultados que mais se afastam dos experimentais são dos modelos que se considerou o valor de $\alpha=1$. É assim possível afirmar que a relação recomendada por [4] produz melhores resultados quando se considera uma relação local mais rígida, ou seja $\alpha=0$.

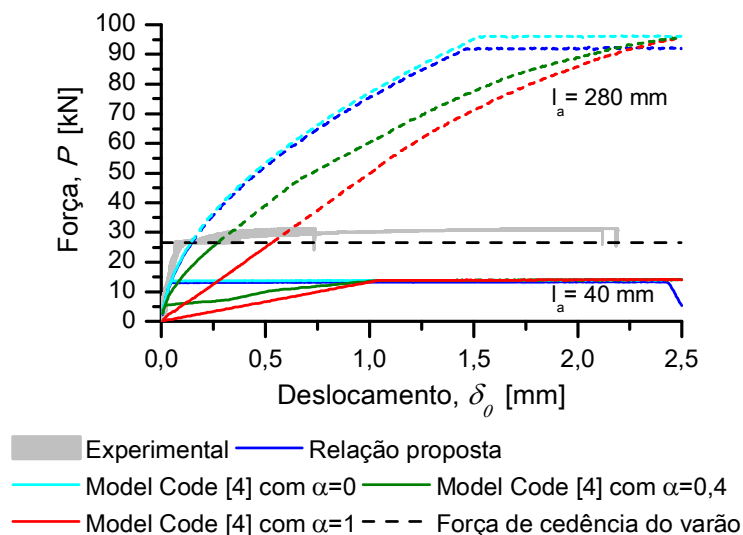


Figura 5.13 - Influência da variação do factor α na relação força-deslocamento ($P-\delta_0$).

6. Conclusões e desenvolvimentos futuros

6.1. Conclusões

O presente estudo teve início com a realização de uma série de ensaios experimentais do tipo *pull-out*, nos quais se procurou definir o comportamento local da relação tensão de aderência-escorregamento a partir da relação global força-deslocamento. Tentou-se também compreender com estes testes, de que forma a variação do diâmetro do varão e do comprimento de amarração influenciaria as referidas relações. A partir destes resultados, nomeadamente a tensão de aderência máxima e tensão de aderência residual, propôs-se uma nova relação tensão de aderência local-escorregamento. De seguida, tendo em vista a verificação do desempenho da relação proposta, simularam-se num programa de elementos finitos, modelos numéricos em que se usava esta relação e outros em que se usava a relação recomendada pelo Model Code [4]. Por último, compararam-se as respostas força-deslocamento dos dois modelos numéricos referidos com os resultados dos ensaios *pull-out* realizados.

Através dos resultados obtidos neste estudo foi possível chegar às seguintes conclusões:

- A relação tensão de aderência-escorregamento recomendada pelo Model Code [4], apenas consegue reproduzir o comportamento global de provetes com comprimentos de amarração curtos. Isto pode ser constatado através dos resultados dos ensaios *pull-out*, visto que apenas na resposta global dos provetes com varão de aço $\phi 6$ mm e comprimento de amarração 40 mm ($\sim 6,7\phi$) e com varão de aço $\phi 8$ mm e comprimento de amarração 80 mm (10ϕ), se obteve o comportamento previsto pelo Model Code [4];
- Os resultados experimentais, dos ensaios *pull-out*, revelaram que a força de tracção que um provete suporta está dependente do comprimento de amarração, mas apenas até um certo comprimento de amarração efectivo, a partir do qual o varão de aço entra em cedência e acaba por romper;
- A tensão de aderência máxima local, através dos resultados obtidos, não aparenta ser afectada pela variação do diâmetro do varão de aço. Neste estudo, os valores da tensão de aderência máxima local variaram entre 8,52 MPa e 15,54 MPa nos provetes *P- $\phi 8$ -130-1* e *P- $\phi 6$ -240-3* respectivamente, e os valores nos provetes com varão $\phi 12$ mm variaram entre 11,06 MPa e 15,07 MPa. Estes resultados sugerem assim, que não existe dependência entre esta tensão

de aderência máxima e o diâmetro do varão usado. É ainda de referir que todos os valores da tensão de aderência máxima local obtidos são inferiores ao valor recomendado pelo Model Code [4] (15,2 MPa), com excepção do provete *P-φ6-240-3* que atingiu 15,54 MPa;

- O método de obtenção da relação tensão de aderência local-eskorregamento requer que o comprimento de amarração seja longo, ou seja, maior que o comprimento de amarração efectivo. Isto contradiz as recomendações do Model Code [4], que afirma ser necessário o uso de um comprimento de amarração de cinco vezes o diâmetro do varão para a obtenção desta relação;
- A relação tensão de aderência local-eskorregamento proposta possui dois patamares em que a tensão é constante, a primeira corresponde à tensão de aderência máxima local e a segunda à tensão de aderência local residual. Esta simplificação faz com que a expressão governativa do arrancamento do varão de aço do bloco de betão seja também mais simples e, consequentemente, tornando todas as derivadas e cálculos associados também mais simples de realizar;
- Os resultados obtidos através da modelação numérica com elementos finitos revelaram que, a relação tensão de aderência local-eskorregamento proposta simula com bastante rigor o comportamento dos provetes ensaiados. Por outro lado, o uso da relação tensão de aderência-eskorregamento recomendada pelo Model Code [4] na modelação numérica levou a um comportamento discrepante do obtido experimentalmente. Esta discrepância revelou-se particularmente notória nos modelos em que a relação recomendada por [4] deveria reproduzir uma melhor aproximação, ou seja nos modelos com um comprimento de amarração mais curto em que a rotura se deu pela interface entre o varão de aço e o bloco de betão. Nestes modelos, a relação tensão de aderência-eskorregamento proposta por [4], levou a que surgissem na resposta força-deslocamento quatro declives diferentes no início da aplicação do carregamento, divergindo substancialmente do observado experimentalmente;
- A análise paramétrica revelou que se na relação tensão de aderência local-eskorregamento recomendada pelo Model Code [4] for considerado para o factor α o valor de 0, então a resposta global força-deslocamento aproxima-se muito melhor tanto dos resultados obtidos experimentalmente como dos resultados obtidos aquando da implementação da relação proposta entre a tensão de aderência e o eskorregamento. A discrepância entre os resultados obtidos com o modelo do Model Code [4] e os resultados quer experimentais quer os que se obtiveram a partir da relação proposta, aumenta à medida que este factor aumenta até ao seu valor máximo de $\alpha = 1$.

6.2. Desenvolvimentos futuros

Durante o desenvolvimento do presente estudo surgiram algumas questões que não foram possíveis de esclarecer, devido ao limite do número de provetes disponíveis bem como do tempo disponível para a realização da presente dissertação, deixando-se aqui algumas sugestões para desenvolver em trabalhos futuros.

Uma das questões que não foi possível ser verificada, foi a dependência entre a tensão de aderência e a resistência do betão, visto ter-se usado nos provetes apenas betão com uma classe de resistência C30/37. Propõe-se por isso, a realização de uma nova campanha de ensaios *pull-out* com provetes cujos betões sejam de classes de resistência variadas, de modo a perceber melhor esta dependência e em que medida a relação tensão de aderência local-escorregamento proposta é afectada e/ou pode ser refinada.

A tentativa de perceber a dependência entre a tensão de aderência local máxima e o diâmetro do varão não se revelou muito clara, já que apesar desta tensão ter aumentado quando se passou do varão $\phi 6$ mm para $\phi 8$ mm, o mesmo não se observou entre o varão $\phi 8$ mm e $\phi 12$ mm. Desta forma, sugere-se a realização de uma nova campanha de ensaios *pull-out* com uma maior gama de diâmetros de varão nervurado, com o objectivo de entender melhor esta dependência e refinar a relação tensão de aderência local-escorregamento proposta.

Outra sugestão passa pela realização de ensaios *pull-out* com a aplicação de cargas cíclicas, de modo a tentar perceber a influência deste tipo de carregamento na evolução das tensões de aderência. De novo, isto seria ainda útil para a calibração da relação tensão de aderência local-escorregamento proposta para este tipo de cargas, atribuindo a esta relação uma maior aplicabilidade a estruturas reais.

7. Bibliografia

- [1] J. Appleton, «CONSTRUÇÕES EM BETÃO – Nota histórica sobre a sua evolução», p. 18.
- [2] J. Melo, «Influência do escorregamento na resposta de elementos de BA», Universidade de Aveiro, 2009.
- [3] A. Louro, «Caracterização da aderência de varões nervurados sujeitos a ações repetidas e alternadas», Universidade Nova de Lisboa, 2014.
- [4] «FIB - Bulletin 65 - Model Code 2010 - Final draft, Volume 1». Federation for Structural Concrete (FIB), 2012.
- [5] S. Limkatanyu e E. Spacone, «Effects of reinforcement slippage on the non-linear response under cyclic loadings of RC frame structures», *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2003.
- [6] R. M. Fernandes, «A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto», text, Universidade de São Paulo, 2000.
- [7] F. F. D. Amendoeira, «Aderência de varões nervurados sujeitos a esforços de compressão», Universidade Nova de Lisboa, 2015.
- [8] J. C. Soares, «Aço-concreto geopolimérico: correlação entre tensão de aderência e comprimento de ancoragem», Universidade Estadual do Norte Fluminense, 2006.
- [9] R. Eligehausen, E. P. Popov, e V. V. Bertero, «Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations», University of California, 1983.
- [10] «Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão». Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [11] V. Lúcio e R. Marreiros, «Estado do conhecimento em aderência de varões nervurados de aço ao betão em elementos de betão armado». 2005.
- [12] «FIB - Bulletin 10 - Bond of reinforcement in concrete». Federation for Structural Concrete (FIB), 2000.
- [13] S. Louro, «Estudo da aderência aço-betão em elementos estruturais de BA», Universidade de Aveiro, 2011.
- [14] F. Leonhardt, *Construções de Concreto (Tradução: João Merino)*. 1979.

- [15] R. Silva, «Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos», Universidade de São Paulo, 2006.
- [16] C. Castro, «Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas», Universidade de São Paulo, 2002.
- [17] L. Lowes, «Concrete-steel bond model for use in finite element modeling of reinforced concrete structures», *Research Gate*, 2015.
- [18] «ACI - 408R - Bond and development of straight reinforcing bars in tension». American Concrete Institute, 2003.
- [19] H. Martin e P. Noakowski, «Verbundverhalten von Rippenstaeben, Auswertung von Ausziehversuchen (Bond Behavior of Ribbed Bars, Evaluation of Pull-out Tests)». Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses fuer Stahlbeton, 1981.
- [20] G. R. Wernisch, «Bond studies of different types of reinforcing bars», Lehigh University, 1937.
- [21] «Especificação LNEC E449-2017 - Varões de aço A400NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação». Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.
- [22] «Especificação LNEC E450-2017 - Varões de aço A500NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação». Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2017.
- [23] S. Soretz e H. Holzenbein, «Influence of rib dimensions of reinforcing bars on bond and bendability», 1979.
- [24] G. Rehm, «Über die grundlagen des verbundes zwischen stahl und beton», 1961.
- [25] «FIB - Bulletin d'Information n° 151 - "Bond action an bond behaviour or reinforcement" State-of-the-art report». Federation for Structural Concrete (FIB), 1982.
- [26] L. A. Lutz e P. Gerley, «Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete», 1967.
- [27] «ACI 318-77 - Building code requirements for reinforced concrete». American Concrete Institute, 1977.
- [28] P. J. M. Monteiro, «Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties», University of California, 1985.
- [29] V. A. Ducatti e V. Agopyan, «Concreto de elevado desempenho: estudo da aderência com armadura», Universidade de São Paulo, 1993.
- [30] S. Morita e T. Kaku, «Local bond stress-slip relationship under repeated loading», 1973.
- [31] T. P. Tassios, «Properties of bond between concrete and steel under load cycles idealizing seismic actions». CEB - Bulletin d'Information n°131, 1979.
- [32] O. Hjorth, «Ein beitrage zur frage der festigkeit und des verbundverhaltens von stahl und beton bei hohen beanspruchungsgeschwindigkeiten», Schriftenreihe of the Institut fuer Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universitaet Braunschweig, 1976.

- [33] C. Van der Veen, «Cryogenic bond behavior and tension stiffening», CEB-RTU (Riga Technical University), 1992.
- [34] É. Lublók e G. Balázs, «Temperature effects on bond between concrete and reinforcing steel», 2014.
- [35] Z. Bazant e M. Kaplan, *Concrete at high temperatures: material properties and mathematical models*. 1996.
- [36] E. Morgan, *The effect of rust on reinforcement, Concrete*. 1998.
- [37] A. A. Almusallam, A. S. Al-Gahtani, A. R. Aziz, e Rasheeduzzafar, «Effect of reinforcement corrosion on bond strength», 1996.
- [38] E. Giuriani, G. Plizzari, e C. Schumm, *Role of stirrups and residual tensile strength of cracked concrete bond*, Journal of Structural Engineering. 1991.
- [39] N. D. Ramirez, «Etude de la liaison acier-béton: de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément fini enrichi "béton armé"», École normale supérieure de Cachan, 2005.
- [40] P. B. Fusco, *Técnica de armar as estruturas de concreto*. 1995.
- [41] Y. Goto, «Cracks formed in concrete around deformed tension bars», *ACI Journal*, 1971.
- [42] «FIB - Bulletin 43 - Structural connections for precast concrete buildings». Federation for Structural Concrete (FIB), 2008.
- [43] R. Reguengo, «Comportamento da ligação pilar-fundação em estruturas pré-fabricadas com armaduras salientes do pilar», Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [44] R. Santos, «Avaliação da aderência aço-betão em elementos estruturais de B.A.», Universidade de Aveiro, 2012.
- [45] «EN 10080 - Steel for the reinforcement of concrete». 2005.
- [46] «NP ENV 13670-1 - Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais». 2005.
- [47] «EN 10002-1 - Metallic materials - Tensile testing - Part 1: Method of test at ambient temperature». 2001.
- [48] «EN 12390-1 - Testing hardened concrete - Part 1: Shape, dimensions and other requirements for specimens and moulds». 2001.
- [49] «EN 12390-2 - Testing hardened concrete - Part 2: Making and curing specimens for strength tests». 2001.
- [50] «EN 12390-3 - Testing hardened concrete - Part 3: Compressive strength of test specimens». 2001.
- [51] «EN 12390-6 - Testing hardened concrete - Part 6: Tensile splitting strength of test specimens». 2001.

- [52] J. Cairns, «Bond and anchorage of embedded steel reinforcement in fib Model Code 2010», *Structural Concrete*, vol. 16, Ago. 2014, doi: 10.1002/suco.201400043.
- [53] H. C. Biscaia, C. Chastre, e M. A. G. Silva, «Linear and nonlinear analysis of bond-slip models for interfaces between FRP composites and concrete», *Composites Part B: Engineering*, vol. 45, n. 1, pp. 1554–1568, Fev. 2013, doi: 10.1016/j.compositesb.2012.08.011.
- [54] H. C. Biscaia, R. Micaelo, J. Teixeira, e C. Chastre, «Delamination process analysis of FRP-to-parent material bonded joints with and without anchorage systems using the Distinct Element Method», *Composite Structures*, vol. 116, pp. 104–119, Set. 2014, doi: 10.1016/j.compstruct.2014.04.021.
- [55] H. C. Biscaia, C. Chastre, e A. Viegas, «A new discrete method to model unidirectional FRP-to-parent material bonded joints subjected to mechanical loads», *Composite Structures*, vol. 121, pp. 280–295, Mar. 2015, doi: 10.1016/j.compstruct.2014.10.036.
- [56] H. C. Biscaia, I. S. Borba, C. Silva, e C. Chastre, «A nonlinear analytical model to predict the full-range debonding process of FRP-to-parent material interfaces free of any mechanical anchorage devices», *Composite Structures*, vol. 138, pp. 52–63, Mar. 2016, doi: 10.1016/j.compstruct.2015.11.035.
- [57] V. Červenka, L. Jendele, e J. Červenka, «ATENA Program Documentation (Part 1): Theory». .
- [58] H. C. Biscaia, C. Chastre, e M. A. G. Silva, «A smeared crack analysis of reinforced concrete T-beams strengthened with GFRP composites», *Engineering Structures*, vol. 56, pp. 1346–1361, Nov. 2013, doi: 10.1016/j.engstruct.2013.07.010.
- [59] H. C. Biscaia, C. Chastre, e M. A. G. Silva, «Modelling GFRP-to-concrete joints with interface finite elements with rupture based on the Mohr-Coulomb criterion», *Construction and Building Materials*, vol. 47, pp. 261–273, Out. 2013, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2013.05.020.